

ESTUDO DA RUPTURA DE FUNDO DE UMA ESCAVAÇÃO ESCORADA

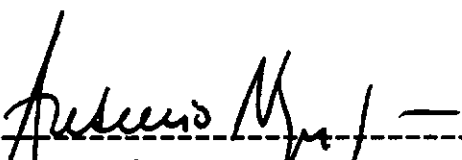
Antonio José de Meneses Gonçalves

**TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS
EM ENGENHARIA CIVIL.**

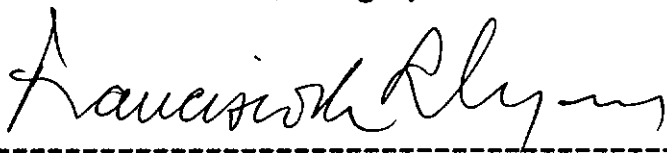
Aprovada por :



PROF. MAURICIO EHRLICH, D.Sc. (Presidente)



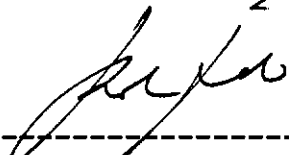
PROF. ARSENIO NEGRO JR., Ph.D.



PROF. FRANCISCO DE RESENDE LOPES, Ph.D.



PROF. MÁRCIO S. SOARES DE ALMEIDA, Ph.D.



PROF. ROBERTO FRANCISCO DE AZEVEDO, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

NOVEMBRO DE 1990

GONÇALVES, ANTONIO JOSÉ DE MENESES

Estudo da Rotura de Fundo de uma Escavação
Escorada (Rio de Janeiro) 1990.

X, 150p., 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc.
Engenharia Civil, 1990)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro,
COPPE.

1. Mecânica dos Solos

2. Análise de Escavações Escoradas

I. COPPE/UFRJ

II. Título (Série)

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Maurício Ehrlich pela orientação do trabalho.

Ao Professor Márcio de Souza Soares de Almeida pelo apoio à realização do trabalho.

Ao Professor Francisco de Rezende Lopes pela contribuição no estudo do fluxo d'água.

Ao IPR/DNER cujo auxílio permitiu a realização do trabalho de campo.

À RFFSA pelo apoio oferecido durante o trabalho de campo e ao engenheiro Carlos Serman pelas primeiras informações e bibliografia sobre a obra analisada.

Ao engenheiro Adalsino Valentim Sampaio Gonçalves COPPE/UFRJ pela contribuição durante o trabalho de campo.

Aos colegas do Laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE/UFRJ pela ajuda e estímulo na realização do trabalho.

À Elisabeth Teixeira pelo desenho das figuras.

À CAPES pelo apoio financeiro.

RESUMO DA TESE APRESENTADA À COPPE/UFRJ COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS (M.Sc.)

ESTUDO DA ROTURA DE FUNDO DE UMA ESCAVAÇÃO ESCORADA

Antonio José de Meneses Gonçalves

Novembro, 1990

Orientador: Maurício Ehrlich

Programa: Engenharia Civil

O presente trabalho apresenta a análise de estabilidade de uma escavação escorada que apresentou colapso de fundo.

Apresentam-se resultados de investigações geotécnicas incluindo ensaios in situ e em laboratório.

Analisa-se o fluxo d'água no local, considerando aspectos particulares do caso em questão. Para tal avalia-se quantitativamente o fluxo sob condições transientes e estacionária, verificando-se a influência do mesmo na estabilidade do fundo da escavação.

Estuda-se a influência de diferentes parâmetros do solo local na estabilidade do fundo, identificando-se os fatores que conjugados com o fluxo d'água levaram à instabilização da escavação em questão.

ABSTRACT OF THESIS PRESENTED TO COPPE/UFRJ AS PARTIAL
FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF MASTER OF
SCIENCE (M.Sc.)

BOTTOM FAILURE OF AN BRACED EXCAVATION

Antonio José de Meneses Gonçalves

November, 1990

Chairman: Maurício Ehrlich

Departament: Civil Engineering

This dissertation presents stability studies of
an excavation subject to bottom heave.

Results of a geotechnical investigation including
in situ and laboratory tests are presented.

Seepage analyses under transient and steady
conditions are performed to examine the effects of water
flow on the factor of safety against bottom heave.

The study includes parametric analysis to
investigate other factors that besides the flow of water
may explain the bottom instability of the case studied.

SIMBOLOGIA

Su - resistência não drenada ao cisalhamento
T - torque no ensaio de palheta
D - diâmetro da palheta
LL - limite de liquidez
LP - limite de plasticidade
IP - índice de plasticidade
Gs - densidade dos grãos
 γ_{nat} - peso específico natural
h_{nat} - umidade natural
 σ - pressão total
 σ' - pressão efetiva
u - poro pressão
 ϵ - deformação específica
 γ - peso específico
 γ' - peso específico efetivo
h - umidade
k - coeficiente de permeabilidade
c - coesão
c' - coesão efetiva
 ϕ' - ângulo de atrito efetivo
k_x - coeficiente de permeabilidade na direção x
k_y - coeficiente de permeabilidade na direção y
k_z - coeficiente de permeabilidade na direção z
m_v - coeficiente de variação volumétrica
 γ_w - peso específico da água
t - tempo
T - fator tempo

c_v - coeficiente de adensamento
NT - nível do terreno
NA - nível d'água
Hd - distância de drenagem
S - resistência ao cisalhamento
K - constante
 v_x - velocidade na direção x
 v_y - velocidade na direção y
 v_z - velocidade na direção z
V - volume do elemento de solo
 V_v - volume de vazios
 V_g - volume de grãos
S - grau de saturação
e - índice de vazios
H - carga hidráulica total
 H_{elev} - carga hidráulica de posição
 H_{pres} - carga hidráulica de pressão
 i_x - gradiente hidráulico na direção x
 i_y - gradiente hidráulico na direção y
 i_z - gradiente hidráulico na direção z
 a_v - coeficiente de compressibilidade

ÍNDICE

	página
I. INTRODUÇÃO	
I.1 Objetivos e metodologia	2
I.2 Organização da tese	3
II. DESCRIÇÃO DA OBRA	
II.1 Local	6
II.2 Metodologia construtiva prevista em projeto .	8
II.3 Descrição do ocorrido	11
II.3.1 Cava do lado direito do eixo	11
II.3.2 Cava do lado esquerdo do eixo	14
III. INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	
III.1 Introdução	17
III.2 Investigações geotécnicas de campo	17
III.2.1 Sondagens	17
III.2.2 Perfil avaliado	21
III.2.3 Ensaio de palheta	24
III.2.4 Ensaio de infiltração	26
III.3 Investigações geotécnicas de laboratório ...	28
III.3.1 Ensaio de caracterização	28
III.3.2 Ensaio de resistência	28
III.3.3 Ensaio de permeabilidade	29
III.4 Caracterização geotécnica do local	38
III.4.1 Descrição geral do perfil geotécnico	38
III.4.2 Aterro e solo coluvionar	40
III.4.3 Solo sedimentar	40
III.4.4 Solo residual	43

IV. ANÁLISE DE FLUXO

IV.1 Introdução	46
IV.2 Geometria do problema e métodos utilizados ..	48
IV.3 Análise de fluxo estacionário	51
IV.3.1 A aplicação do programa FPM500	51
IV.3.2 Apresentação da malha de elementos finitos	52
IV.3.3 Influência da extensão do domínio de fluxo	54
IV.3.4 Influência da posição da fronteira inferior	58
IV.3.5 Resultados da análise de fluxo estacionário	61
IV.4 Análise de fluxo transiente	64
IV.4.1 Definição da geometria de fluxo	64
IV.4.2 Apresentação do programa SEEPAGE	64
IV.4.3 Aferição do programa	66
IV.4.4 Apresentação da malha de elementos finitos	68
IV.4.5 Avaliação do tempo de fluxo transiente.....	72
IV.4.6 Definição dos parâmetros do solo	75
IV.4.7 Resultados da análise de fluxo transiente .	76
IV.5 Comentário dos resultados do estudo de fluxo.	77

V. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

V.1 Introdução	84
V.1.1 Fatores influentes	84
V.1.2 Mecanismo de rotura	85
V.1.3 Apresentação do método	89
V.2 A aplicação do programa AROFU	91
V.2.1 Dados de entrada e saída do programa	91
V.2.2 Definição da geometria e parâmetros do solo	92
V.3 Consideração das condições de fluxo no tempo .	102
V.4 Análises realizadas	107

V.4.1 Verificação da influência do domínio de fluxo.....	107
V.4.2 Variação paramétrica	107
V.5 Resultados da análise de estabilidade	113
V.5.1 Influência do domínio de fluxo	113
V.5.2 Influência do fluxo no tempo	113
V.5.3 Influência dos parâmetros do solo	119
V.6 Discussões dos resultados	125
V.6.1 Fatores condicionantes na instabilização da escavação estudada	125
V.6.2 Considerações a respeito do tipo de rotura	127
VI. CONCLUSÕES	138
APÊNDICE A	143

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

CAPÍTULO I : INTRODUÇÃO

I.1 - Objetivos e Metodologia

O objetivo desta tese é a avaliação e o estudo dos principais fatores envolvidos no processo de instabilização de fundo observado em uma escavação escorada.

A escavação em questão fez parte das obras de construção da Ferrovia do Aço, compondo a solução adotada para o emboque de um túnel da ferrovia.

A rotura de fundo em escavações escoradas, cujo mecanismo apresenta variados fatores intervenientes, tem sido objeto de estudos atuais que buscam ampliar o entendimento do fenômeno. O presente trabalho utiliza metodologia apresentada por EHRLICH (1987) para a análise da rotura de fundo.

O trabalho também inclui uma análise de fluxo de água, cujos resultados além de servirem como dados para a análise de estabilidade permitem um entendimento das modificações introduzidas no regime de água subterrânea por uma escavação. Para tal são estudados diferentes condições de fluxo, inclusive com a utilização de modelagem própria para estudo do fluxo sob regime transiente, buscando assim uma melhor representação da realidade do fenômeno.

O caso em estudo envolve camadas de solo com diferentes características e condição de fluxo d'água complexa. Entretanto condições de complexidade semelhante às do caso em estudo são comumente encontradas na prática do projeto de escavações.

O esforço para o entendimento do comportamento do solo em escavações escoradas, e o consequente desenvolvimento da técnica de projeto e execução das mesmas, plenamente justifica-se em vista do vulto que este tipo de obra vem atingindo, particularmente em zonas urbanas. Tal é o caso de construções de grande porte, como por exemplo subsolos de grandes edifícios e metrô, em locais densamente povoados.

I.2 - Organização da tese

Esta tese compreende mais cinco capítulos além desta introdução.

No capítulo II é feita uma descrição do local onde foi executada a obra e das particularidades que envolveram seu projeto. Ainda neste capítulo são descritos os problemas que ocorreram durante a execução das escavações e as soluções adotadas para permitir o prosseguimento da obra.

No capítulo III são apresentadas as investigações geotécnicas que possibilitaram a caracterização geotécnica do solo local. São descritas as investigações geotécnicas de campo realizadas no local das escavações e as investigações de laboratório realizadas no Laboratório de Geotecnia da COPPE-UFRJ.

O capítulo IV apresenta a análise de fluxo. A partir da avaliação das características próprias do sub-solo local, o fluxo d'água é analisado sob regime estacionário e transiente. A análise é realizada por métodos computacionais com a aplicação do Método dos Elementos Finitos, permitindo o estudo de diferentes condições de fluxo.

O capítulo V apresenta a análise de estabilidade. Com base na caracterização do solo local e nos resultados da análise de fluxo, o estudo de estabilidade investiga os condicionantes do processo de instabilização de fundo observado na escavação em questão. São descritas as variações paramétricas estudadas e discutidas as influências dos diversos fatores considerados.

No capítulo VI são apresentadas conclusões resultantes do estudo e sugestões para futuras pesquisas.

CAPÍTULO II

DESCRIÇÃO DA OBRA

CAPÍTULO II : DESCRIÇÃO DA OBRA

II.1 - Local

O local objeto deste estudo é o emboque lado Belo Horizonte do túnel T-03-01 - lote 6 de construção da Ferrovia do Aço (Túnel Maria Rita) , mostrado em planta na fig. II.1. Este emboque está situado em uma região de ocorrência de solos aluvionares, apresentando camadas argilosas de baixa consistência com presença de matéria orgânica . Por razões descritas a seguir, este emboque não pode ser executado segundo os métodos convencionais da obra.

A presença do lençol freático em nível elevado somada à incidência de material de baixa consistência em camadas que se estendiam pelo sopé do maciço a ser atravessado impediam a realização da terraplenagem necessária aos serviços neste emboque, pois esta certamente instabilizaria a encosta. Nesse caso problemas com esta encosta representariam riscos não só para a própria obra como para a rodovia BR-383, executada a meia encosta no maciço e cruzando a ferrovia a aproximadamente 77 metros do emboque, com cerca de 16 metros de cobertura.

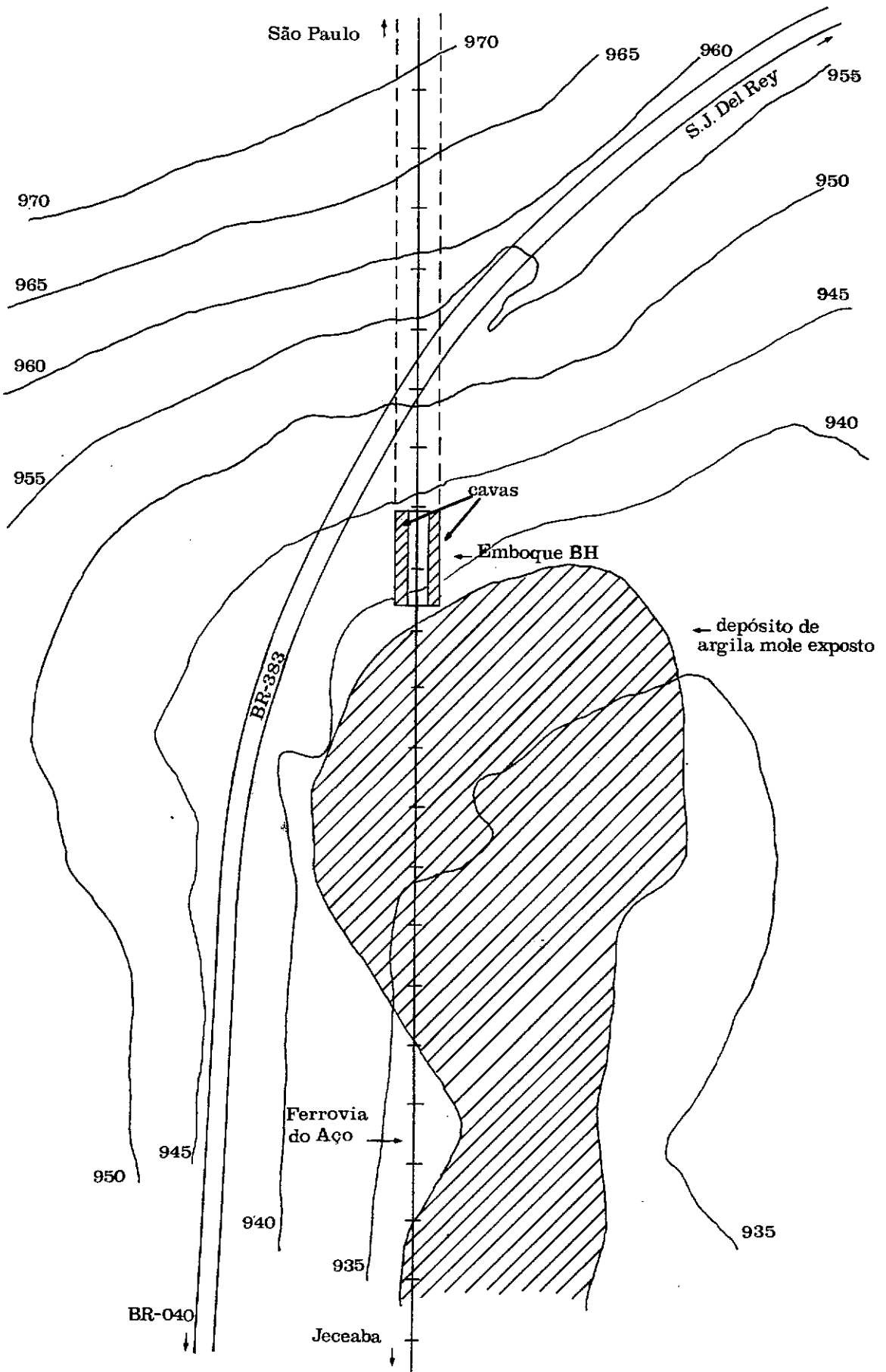


Fig:II.1 Vista em Planta da Região de Emboque.

II.2 - Metodologia construtiva prevista em projeto

Com o objetivo de evitar os problemas mencionados acima, optou-se pela execução parcializada da estrutura do pré-anel do emboque, em concreto armado, dentro de um par de trincheiras abertas no terreno. Um esquema da parcialização desta estrutura é apresentado na fig. II.2. Essas trincheiras seriam escoradas por perfis metálicos e pranchões de madeira cujo esquema construtivo é apresentado na fig. II.3 .

As cavas teriam comprimento de cerca de 35 m, largura de 4,15 m e profundidade média de 12 m, suas paredes seriam arrimadas por pranchões de madeira colocados horizontalmente entre estacas metálicas verticais afastadas entre si de 1,90 m. Essas contenções em ambas as faces da cava seriam enrijecidas por vigas longitudinais metálicas dispostas em níveis distanciados de 2,40 m, que serviriam de apoio para estroncas metálicas entre as paredes. A colocação das vigas longitudinais e correspondentes estroncas seria feita a medida que a escavação atingisse 0,50 m abaixo da cota prevista para cada nível, procurando assim escorar rapidamente e manter uma segurança adequada nos serviços. O fundo da escavação, o qual iria servir de apoio a estrutura a ser concretada, receberia uma camada de concreto simples de lastro, com 0,10 m de espessura.

Após a concretagem de uma lateral do pré-anel em cada cava, independentes entre si, e concluído o reaterro

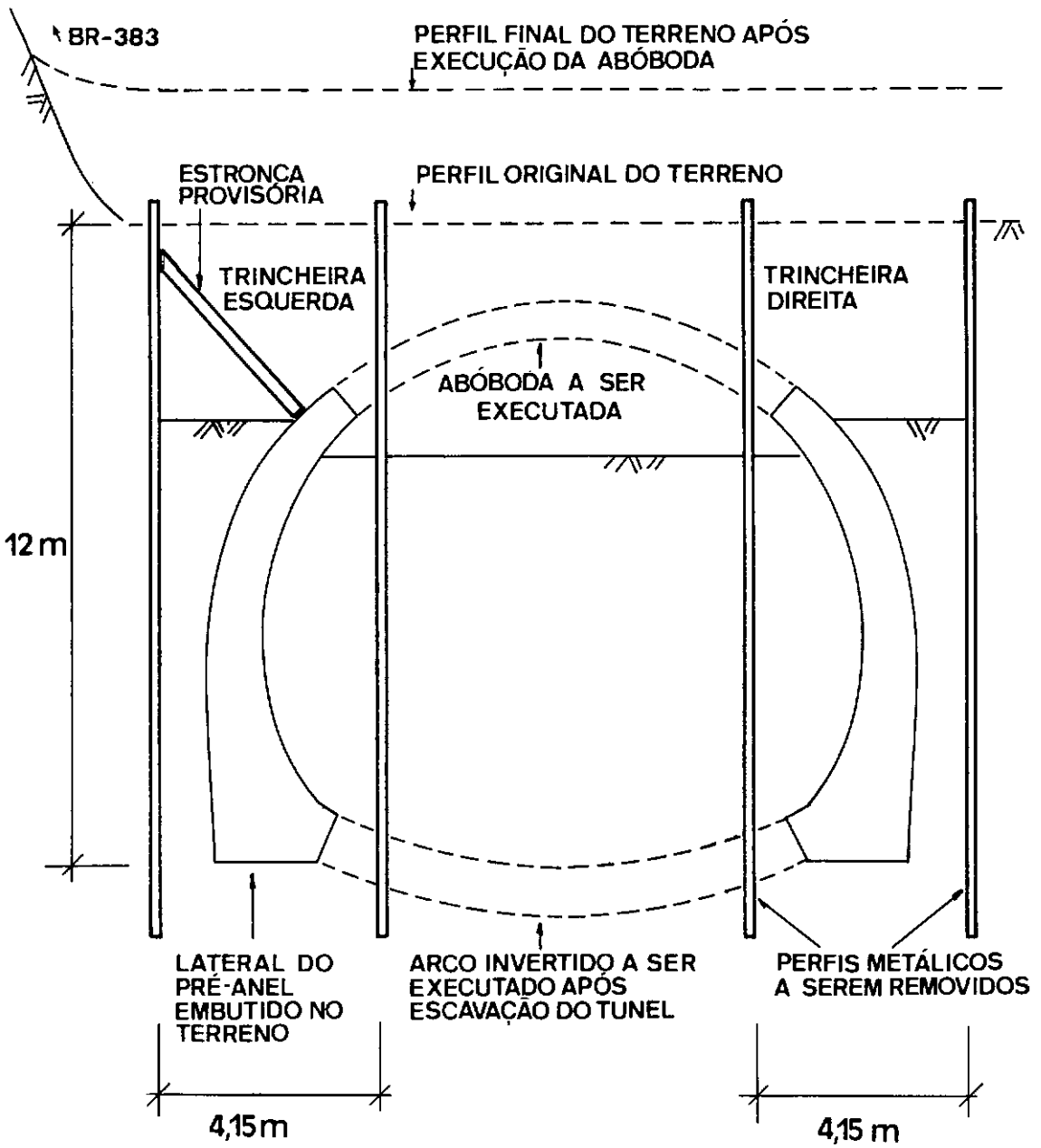


Fig: II.2 Esquema da Metodologia de Construção do Emboque.

VALA DIREITA

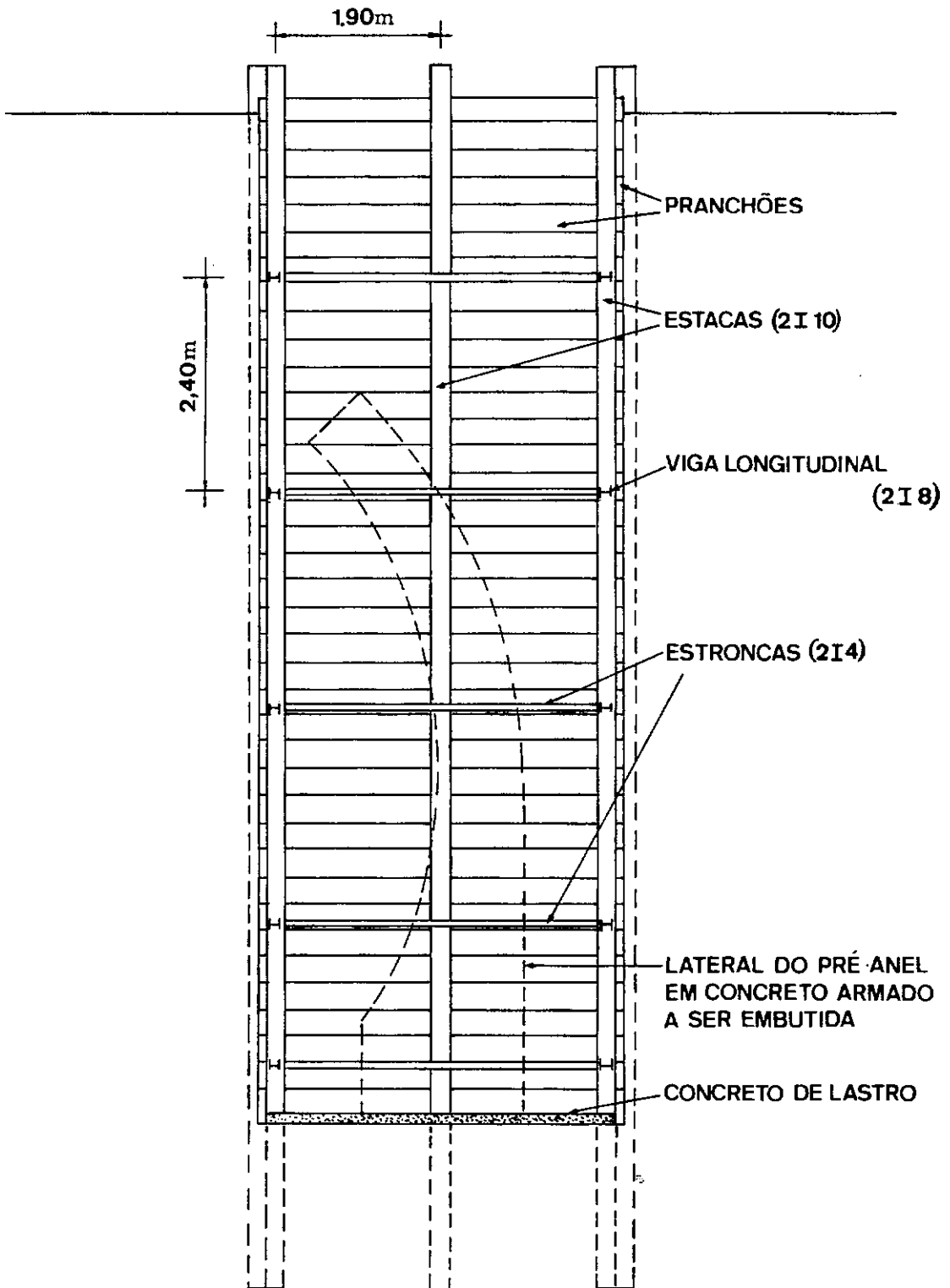


Fig:II.3 Esquema Construtivo do Sistema de Escoramento.

das mesmas, seria feito o fechamento da abóboda e a construção do arco invertido no fundo, conforme apresentado na fig. II.2 .

II.3 - Descrição do ocorrido

II.3.1 - Cava do lado direito do eixo

Em dezembro de 1977 foram iniciados os serviços, sendo cravadas 44 estacas (perfis metálicos) para a cava do lado direito do eixo. Conforme descrição apresentada em CIRIGLIANO (1980), a escavação interna foi realizada utilizando-se guindaste equipado com caçamba Clamshell, o qual apresentou uma produção média de $6,41 \text{ m}^3/\text{h}$. No dia 7 de janeiro, após a escavação ter alcançado uma cota próxima ao quarto nível de estroncas, aproximadamente 9,5 m, verificou-se a ocorrência de deslocamentos de até 0,30 m em seis estacas de uma face da cava e o aparecimento de fendas na superfície do terreno ao lado esquerdo da escavação. Logo verificou-se que os recalques eram progressivos e acompanhados por um fluxo de material para dentro da cava, revelando um processo de iminente rotura de fundo.

Para interromper tal situação de grande risco para a obra foi inicialmente providenciado o reforço da estrutura do escoramento. Foram substituídas as estroncas deformadas, além de reforçadas as já instaladas. Também

foram acrescentados reforços interligando em diagonal um nível de vigas de uma face ao nível inferior de vigas de outra face. Pouco depois, no dia 11 de janeiro, foi recomendado o imediato rebaixamento do lençol freático na periferia da cava através de ponteiras filtrantes. O reforço da estrutura do escoramento e um esquema da aplicação das ponteiras filtrantes são apresentados na fig. II.4 .

A aplicação das ponteiras foi feito de modo diferenciado para cada lado da cava. Na face mais próxima ao eixo do túnel seriam instalados dois grupos: um subvertical, formando um ângulo de 15. com a vertical, partindo do quarto nível de estroncamento; e outro, horizontal, com ponteiras de 3 m de comprimento, em um nível um pouco acima do primeiro. Na outra face seria aplicado apenas o grupo subvertical. Devido a dificuldades executivas as ponteiras subverticais foram substituídas em ambas as faces por ponteiras verticais a partir do fundo da cava, enquanto as ponteiras horizontais foram instaladas subhorizontalmente com um ângulo de 10. . O afastamento entre as ponteiras foi sempre de 0,95 m, de forma que um total de 116 ponteiras filtrantes foi instalado nesta vala.

Dessa forma a escavação prosseguiu até o nível determinado em projeto. Entretanto, atingida a cota de fundo da cava verificou-se que o solo apresentava baixa capacidade de suporte, fazendo-se necessárias medidas para assegurar o apoio da estrutura a ser concretada. Em alguns

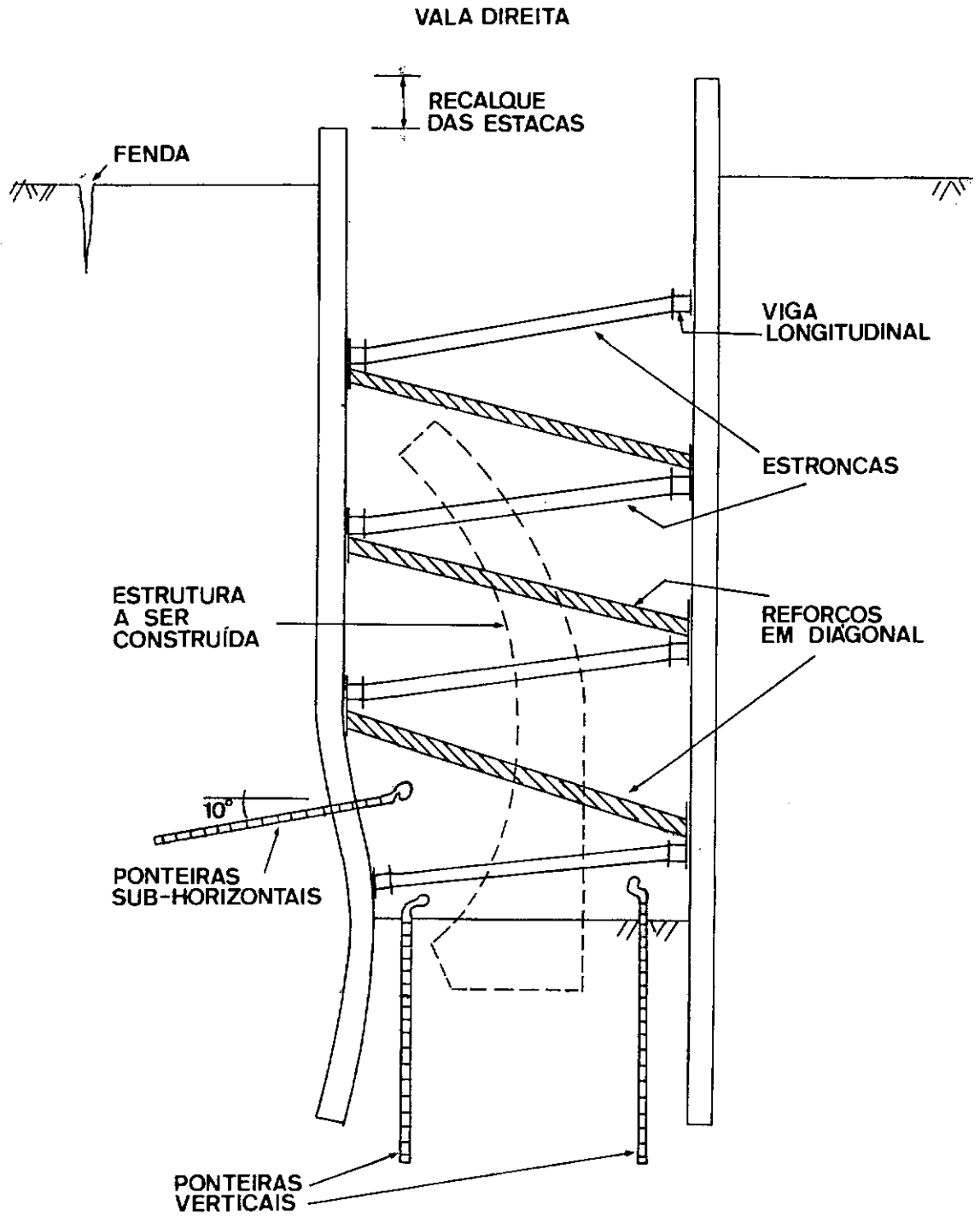


Fig: II.4 Reforço do Escoramento e Ponteiros Filtrantes.

locais a aplicação de uma camada de pedra de mão devidamente apiloada foi suficiente, em outros optou-se por injetar calda de cimento no terreno do fundo da escavação. Obtidas condições de suporte razoáveis foi iniciada a concretagem do pré-anel.

II.3.2 - Cava do lado esquerdo do eixo

Concluída a estrutura do lado direito do eixo foi dado início a construção da estrutura do lado esquerdo, mais próxima à rodovia BR-383 . Na escavação desta cava encontrou-se solo de melhor qualidade. Entretanto, tendo a escavação atingido a cota de fundo prevista verificou-se que estava ocorrendo infiltração de água entre os pranchões próximos ao fundo, levando também ao carreamento de material. O problema se estendia até o subleito da estrada, em cujo asfalto já podiam ser visualizados pequenos recalques e trincas superficiais. Decidiu-se então aplicar uma camada de concreto projetado sobre os pranchões da região atingida, de forma a vedar os pontos de infiltração. Contornado o problema foi feito o tratamento do solo do fundo, que nesta cava se limitou à substituição de 0,40 m do solo local por brita, e iniciada a concretagem do pré-anel do lado esquerdo do eixo, dando prosseguimento às obras de emboque do túnel.

Os problemas encontrados nas escavações representaram sérios riscos para a obra e consequente

preocupação aos responsáveis pela mesma. Na primeira vala, lado direito do emboque, além da penetração de material por baixo da parede de pranchões foram relatados deslocamentos de até 1 m no estaqueamento metálico. Quando posteriormente as estacas foram retiradas verificou-se que 14 delas apresentavam-se deformadas.

CAPÍTULO III

INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

CAPÍTULO III - INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

III.1 - Introdução

Este capítulo apresenta as investigações geotécnicas de campo e de laboratório realizadas no local em estudo com o objetivo de definir os parâmetros geotécnicos necessários para as análises de fluxo d'água e de estabilidade efetuadas adiante.

III.2 - Investigações Geotécnicas de Campo

III.2.1 - Sondagens

Foram executadas quatro sondagens a percussão e cinco sondagens a trado, as quais somadas às quatro sondagens da fase de projeto da ferrovia permitiram a definição do subsolo local. Uma relação das sondagens na região é apresentada no quadro III.1 .

Foi realizado também um levantamento topográfico envolvendo as sondagens executadas e alguns pontos notáveis da ferrovia, do emboque do túnel e da rodovia BR-383 . Este levantamento junto com a avaliação do perfil do subsolo

sondagem	tipo	amostras e ensaios	obs.
SP-1	percussão	5 amostras deformadas ensaios SPT	maio 88
ST-2	trado	3 amostras deformadas	maio 88
SP-3	percussão	5 amostras deformadas ensaios SPT	maio 88
SP-4	percussão	5 amostras deformadas 1 amostra indeformada ensaios SPT	maio 88
SP-5	percussão	3 amostras deformadas ensaios SPT	maio 88
ST-6	trado	1 amostra deformada 3 amostras indeformada	maio 88
ST-7	trado	1 amostra deformada	agosto 88
ST-8	trado	ensaio de infiltração	agosto 88
ST-9	trado	ensaios de palheta	agosto 88
SP-13	percussão	ensaios SPT	1978
SP-15	percussão	ensaios SPT	1978
SP-17	percussão	ensaios SPT	1978
SPR-423	percussão	ensaios SPT	1978

QUADRO III.1 - SONDAGENS NO LOCAL.

pelas sondagens permitiu a definição da geometria do problema. Um aspecto geral do local é apresentado na fig. III.1 , onde estão localizados em planta as sondagens, as duas valas escavadas, a ferrovia e a rodovia.

Os trabalhos de campo foram desenvolvidos por uma equipe de sondagem cedida pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. A equipe integrada por um sondador e dois ajudantes trabalhou sob supervisão direta do autor na primeira visita ao local, realizada em maio de 1988 e que teve a duração de dez dias. Para complementar os trabalhos voltou-se ao local em agosto de 1988 numa segunda campanha de investigações, com duração de quatro dias, na qual contou-se também com a participação de um engenheiro da COPPE-UFRJ na supervisão dos trabalhos e no levantamento topográfico.

Vencidas algumas dificuldades operacionais, devidas principalmente à impossibilidade de acesso motorizado e à ausência de água em abundância no local dos furos, as sondagens transcorreram sem problemas. Nos avanços a trado foram colhidas amostras deformadas acondicionadas em sacos plásticos. As amostras obtidas pelo amostrador SPT nas sondagens a percussão foram guardadas em pequenos potes plásticos fechados, devidamente identificadas. As amostras indeformadas foram colhidas em amostradores tipo Shelby de 12 cm de diâmetro interno. Algumas tentativas de amostragem indeformada falharam

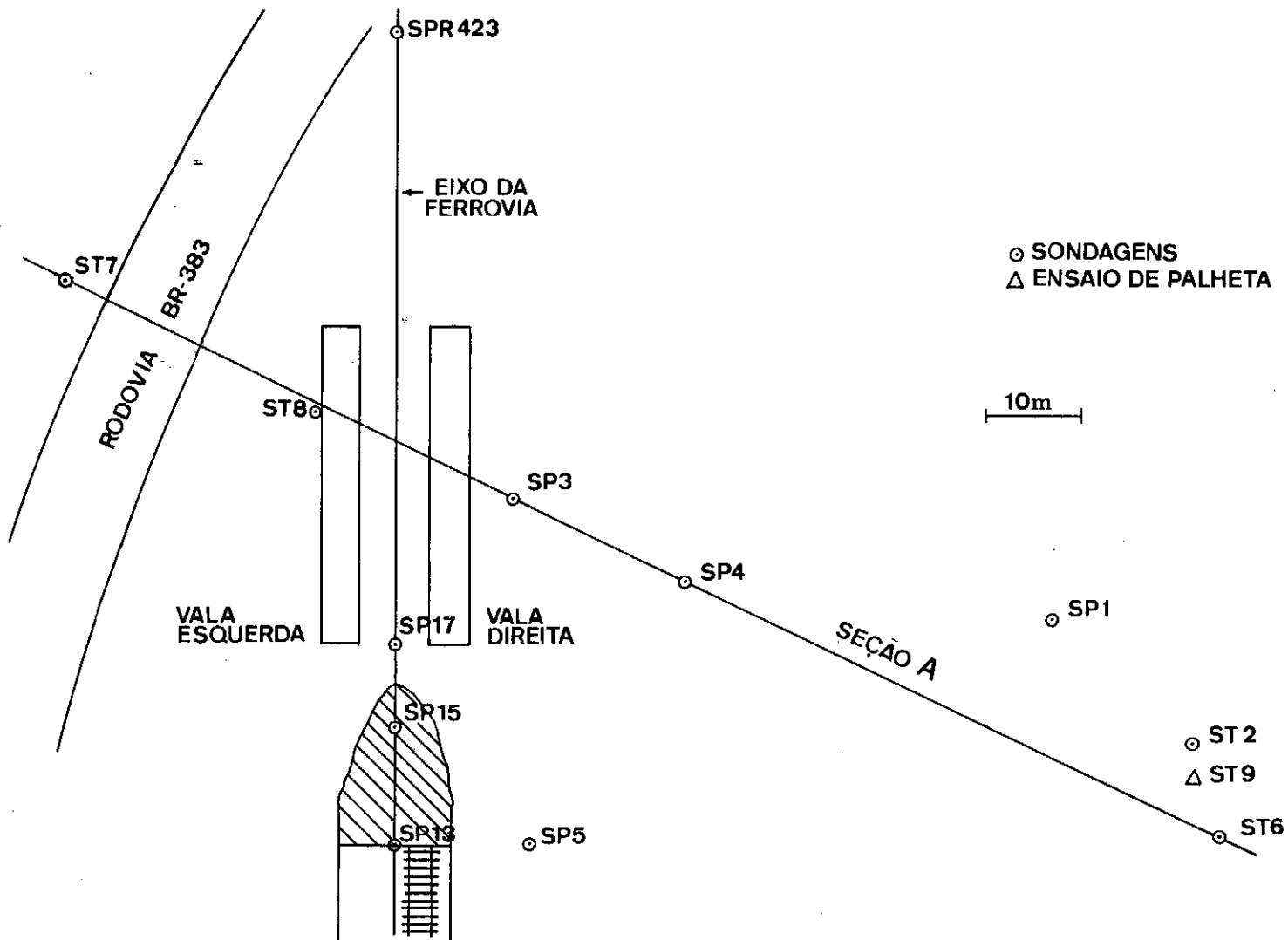


Fig:III.1 Localização das Sondagens em Planta.

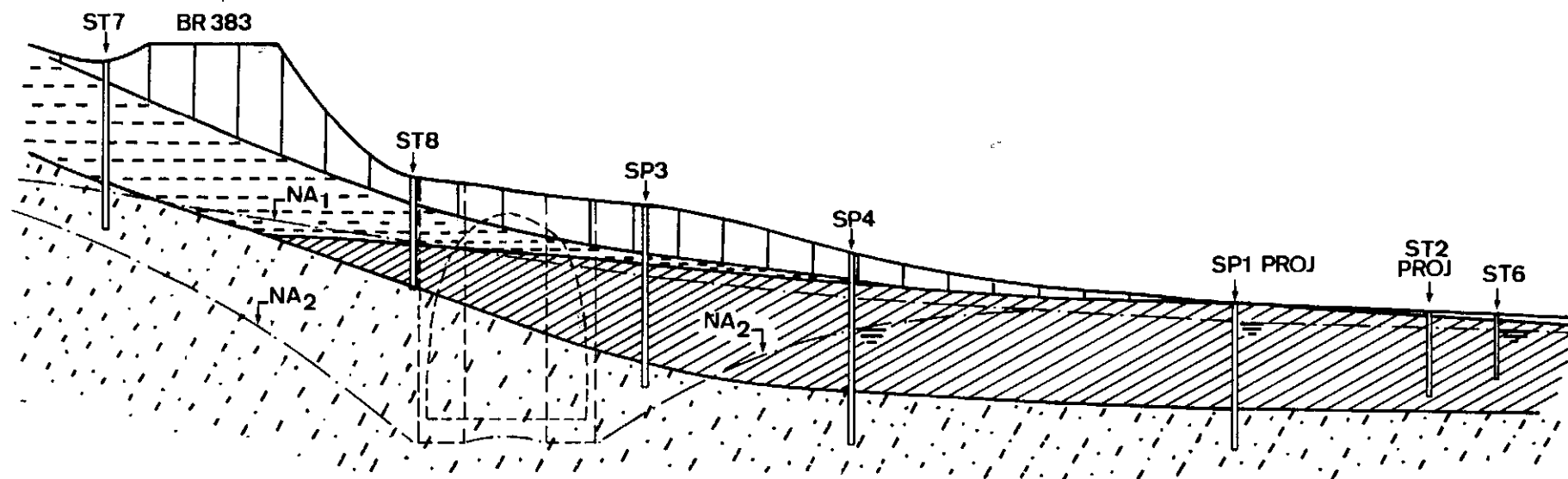
devido à baixa consistência do material. Um total de quatro amostras tipo Shelby foi levado ao laboratório. Foi colhido também um pequeno bloco do solo do aterro.

III.2.2 - Perfil avaliado

Um aterro superficial, confundindo-se com o solo coluvionar, uma camada sedimentar de argila cinza escura de baixa consistência e por fim solo areno siltoso com características de residual representam o perfil típico encontrado na região das escavações, segundo uma seção aproximadamente transversal ao eixo do túnel. Na fig. III.2 é apresentado um perfil segundo a seção A, mostrada em planta na fig. III.1 . A direção desta seção é mediana entre a direção de maior inclinação da encosta e a direção normal ao comprimento da escavação.

No perfil da fig. III.2 estão indicadas as principais sondagens e as profundidades em que o nível d'água foi alcançado (nas sondagens ST-7, ST-8 e SP-3 o nível d'água não foi encontrado). Observa-se que subindo a encosta em direção à estrada, a camada sedimentar argilosa diminui até que sob as camadas de aterro e solo coluvionar se encontre diretamente o solo residual. Descendo em direção ao centro do vale encontra-se uma argila escura exposta, endurecida na superfície.

A fig. III.2 também apresenta a estimativa do



NA₁: NÍVEL FREÁTICO ANTES DA CONSTRUÇÃO DO TÚNEL
 NA₂: " " APÓS " " " "

4m
 ESCALA
 8m

LEGENDA:

	ATERRO
	CAMADA SEDIMENTAR
	SOLO COLUVIONAR
	SOLO RESIDUAL

SONDAGENS

NA

Fig: III.2 Perfil Geotécnico da Região da Escavação.

nível freático antes e depois da execução da obra. Pela variação do nível d'água no perfil conclui-se que a obra executada está drenando a água do lençol, levando a um rebaixamento do nível d'água no local.

A camada de aterro apresentava pedregulhos de até 10 cm, causando dificuldades para o avanço inicial das sondagens, sendo por vezes necessário recomeçar o furo ao lado do ponto previsto. A camada coluvionar constituída por um solo predominantemente arenoso foi escavada pelo trado sem dificuldades.

A camada argilosa de baixa consistência, na qual o amostrador SPT penetrava sem necessitar golpes, mostrava coloração variada, às vezes cinza outras vezes preta. Também apresentava regiões bastante turfosas, com matéria orgânica fibrosa. Próximo ao solo residual o depósito argiloso apresentava uma faixa mais arenosa, muito pouco consistente, não podendo por vezes ser amostrada pelo SPT.

Abaixo da camada argilosa encontrou-se um solo claro, de aparência siltosa, apresentando estrutura remanescente da rocha matriz e ocorrência de grãos maiores cuja forma caracterizavam um solo residual. Posteriormente constatou-se ser este constituído principalmente por areia fina, com um pouco de silte e argila. Inicialmente muito pouco resistente o solo residual se tornava mais rígido com a profundidade, mostrando também uma granulometria mais gráuda e cor mais escura.

III.2.3 - Ensaaios de palheta

Na segunda visita ao local foram realizadas sondagens complementares, coleta de amostras deformadas, ensaios de palheta na camada argilosa de baixa consistência e de infiltração na região de transição entre esta e o solo residual.

Para a avaliação da resistência ao cisalhamento in situ da camada argilosa optou-se por executar os ensaios de palheta num furo fora do local da construção e próximo à sondagem ST-2, ver fig. III.1 . Supondo-se uma uniformidade da camada, a argila nesta região não teria sido afetada pelas atividades desenvolvidas durante e após as obras do emboque, tais como rebaixamento do lençol freático, injeções de calda de cimento e aterros. Embora a argila apresentasse variações, às vezes mais clara outras mais escura, às vezes turfosa outras não, observou-se que o material era o mesmo e integrante de um mesmo depósito.

Foram realizados três ensaios em uma mesma vertical, sondagem ST-9, nas profundidades de 2,80 , 3,30 e 3,70 m. Os dados geométricos da palheta e os resultados desses ensaios são apresentados na fig. III.3 . A velocidade de rotação do ensaio foi de 6°/min , conforme preconizado em norma recentemente aprovada pela ABNT. Utilizou-se equipamento de palheta tipo vane borer SGI de propriedade do Instituto de Pesquisas Rodoviárias. A palheta utilizada tinha diâmetro de 65 mm, altura de 130 mm e

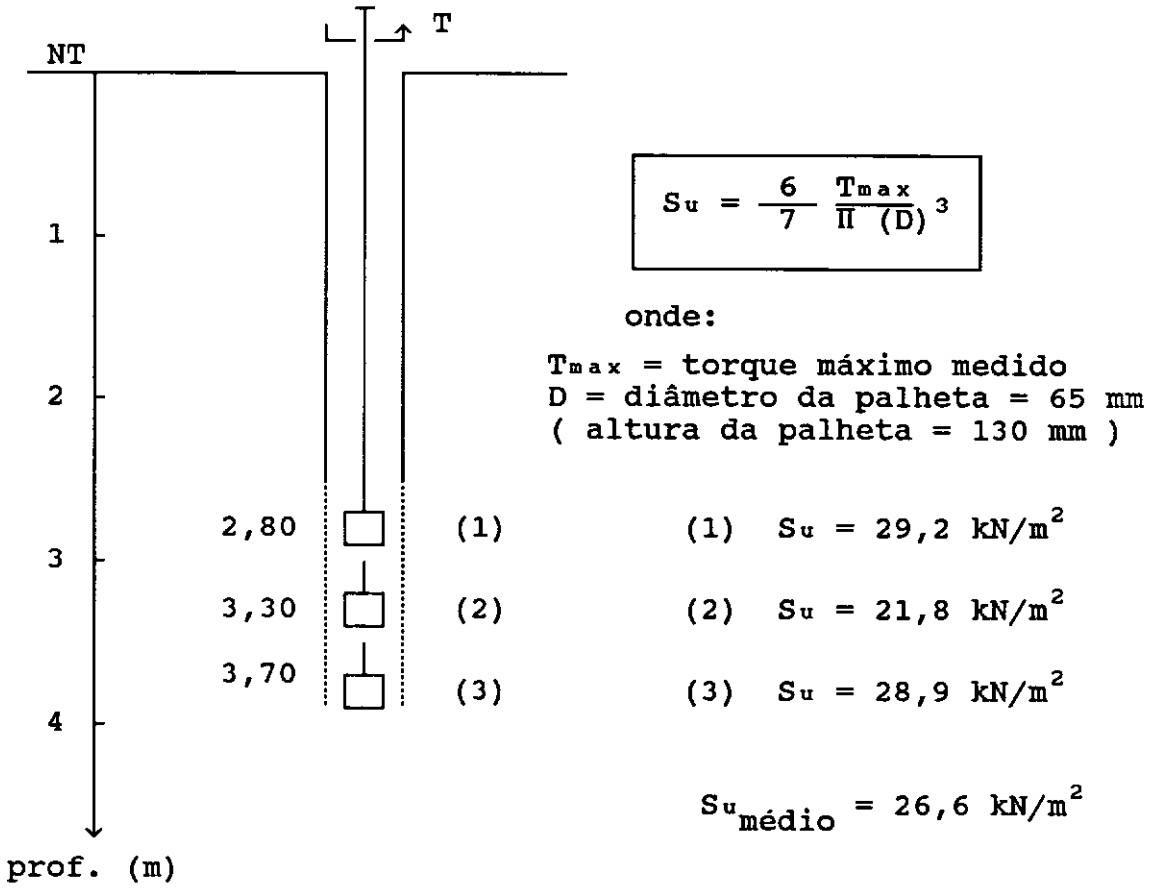
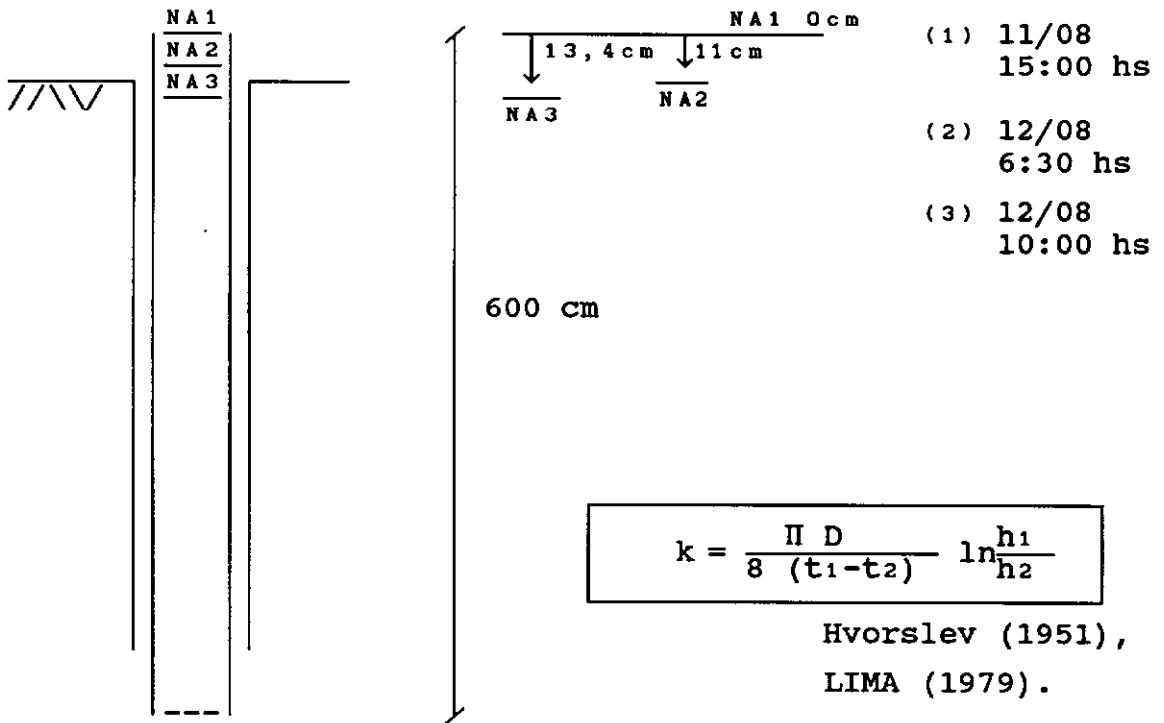


FIGURA III.3 - ENSAIO DE PALHETA.

espessura igual a 2 mm. Foi obtido um Su médio igual a 26,6 kN/m² e uma sensibilidade (relação entre Su indeformado e Su amolgado) igual a 2,5 .

III.2.4 - Ensaio de infiltração

O ensaio de infiltração com carga variável foi executado na sondagem ST-8, ver fig. III.1 , bastante próximo ao túnel e na profundidade de 5,30 m. Sua execução foi cuidadosa com respeito a colocação do revestimento e escarificação do fundo do furo, entretanto a utilização de um furo a trado quando é recomendado um furo por lavagem faz com que seus resultados sejam usados com cautela. Estes são apresentados na fig. III.4 . O cálculo do coeficiente de permeabilidade utilizou formulação de Hvorslev (1951) adequada para o problema, LIMA (1979).



$$(1) \quad k = \frac{\pi \times 9,8 \text{ cm}}{8 \times 55800 \text{ s}} \ln \frac{600 \text{ cm}}{589 \text{ cm}} = 1,3 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$$

$$k = 1,3 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$(2) \quad k = \frac{\pi \times 9,8 \text{ cm}}{8 \times 68400 \text{ s}} \ln \frac{600 \text{ cm}}{586,6 \text{ cm}} = 1,3 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$$

$$k = 1,3 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

FIGURA III.4 - ENSAIO DE INFILTRAÇÃO.

III.3 - Investigações Geotécnicas de Laboratório

III.3.1 - Ensaio de caracterização

Os trabalhos no Laboratório de Geotecnia da COPPE-UFRJ foram iniciados em junho de 1988. Foram caracterizadas ao todo vinte e seis amostras pela avaliação de granulometria, plasticidade, peso específico dos grãos e umidade. Dezesete delas representam a camada sedimentar, oito o solo residual e uma o solo coluvionar. Os resultados são apresentados no quadro III.2 .

III.3.2 - Ensaio de resistência

Foram realizados seis ensaios triaxiais não adensados não drenados em amostras indeformadas de argila visando a avaliação de sua resistência não drenada em laboratório e permitindo a aferição dos resultados dos ensaios de palheta in situ. Utilizando material do amostrador tipo Shelby retirado da sondagem SP-4, ver fig. III.1 , foram ensaiadas quatro amostras sob as pressões de confinamento de 75 , 100 , 150 e 300 kN/m^2 . A partir do amostrador retirado da sondagem ST-6 , situada mais abaixo no vale, foram ensaiadas duas amostras sob as pressões de 20 e 40 kN/m^2 . Os corpos de prova, com dimensões aproximadas de 3,5 cm de diâmetro e 8,0 cm de altura, foram rompidos por deformação controlada, sob velocidade de cerca

de 0.70 mm/min. Os resultados são apresentados na fig. III.5 .

A partir da amostra de solo de aterro, um pequeno bloco de 20 cm de comprimento por 10 cm de altura e 10 cm de largura, colhido próximo à sondagem SP-3, tentou-se obter corpos de prova para ensaios de cisalhamento direto, visando a avaliação da resistência desta camada. Entretanto, devido ao caráter granular do solo e às condições ruins da amostra obteve-se apenas 1 (um) corpo de prova quadrado de 5 cm de lado e 2 cm de espessura. O ensaio de cisalhamento direto drenado foi realizado a uma velocidade igual a 0,77 mm/min, calculada de acordo com normas correntes do Laboratório de Geotecnia da COPPE. O corpo de prova foi ensaiado segundo uma tensão normal inicial de 50 kN/m^2 , resultando numa tensão cisalhante máxima de 90 kN/m^2 , representando 1,3 vezes o valor da tensão normal na ocasião da rotura. Os parâmetros de resistência da camada de aterro, estimados com o auxílio deste ensaio são apresentados no item III.4.2 .

III.3.3 - Ensaios de permeabilidade

Utilizando-se amostras indeformadas foram realizados três ensaios de permeabilidade em permeâmetro de carga variável. Foram ensaiadas três amostras da camada aluvionar, uma oriunda da sondagem SP-4 e duas da sondagem ST-6 . No quadro III.3 são apresentados os resultados obtidos.

sonda gmm	amostra	prof. (m)	CARACTERIZAÇÃO								obs.
			tipo de solo	LL (%)	LP (%)	IP (%)	G _s	granulometria % passando			
								areia	silte	argila	
SP-1	S1	de 0,50 a 1,00	argila pouco arenosa, preta aluvionar	108	74	34	2,08	31	14	55	
	A3	de 2,70 a 3,20	areia siltosa pouco argilosa cinza claro residual	54	40	14	2,53	54	32	14	
	A4	de 3,70 a 4,15	areia siltosa amarelada residual	50	48	4	2,71	63	26	11	
	A5	de 5,15 a 5,60	areia siltosa cor variegada residual	NP	NP	NP	2,68	69	28	3	
	A6	de 6,60 a 7,05	areia siltosa cor variegada residual	NP	NP	NP	2,73	62	30	8	

tipo de amostras: S - deformada acondicionada em saco plástico
A - deformada obtida por amostrador SPT
I - indeformada obtida por amostrador tipo Shelby

cont.

s e n s a r i o s	a m o s t r a	prof. (m)	C A R A C T E R I Z A Ç Ã O								obs.
			tipo de solo	LL (%)	LP (%)	IP (%)	G _s	granulometria % passando			
								areia	silte	argila	
ST-2	S2	de 0,80 a 1,00	argila pouco arenosa, preta aluvionar	74	31	43	2,38	31	23	46	
	S3	de 2,50 a 2,80	areia argilosa cinza escura aluvionar.	149	73	76	2,29	46	18	36	
	S4	de 2,90 a 3,20	areia argilosa cinza escura aluvionar.	46	34	12	2,37	47	29	24	
SP-3	A1	de 4,50 a 5,00	argila arenosa cinza escura aluvionar	66	35	31	2,80	38	8	54	
	A2	de 5,00 a 5,20	argila cinza escura aluvionar	—	—	—	2,60	16	8	76	
	A3	de 6,00 a 6,20	areia argilosa cinza aluvionar	49	34	15	2,58	52	17	31	

cont.

QUADRO III.2 - QUADRO GERAL DE AMOSTRAS E ENSAIOS. (fl. 2/6)

sondagem	amostragem	prof. (m)	CARACTERIZAÇÃO								obs.
			tipo de solo	LL (%)	LP (%)	IP (%)	G _s	granulometria % passando			
								areia	silte	argila	
SP-3 cont	A4	de 7,30 a 7,60	areia argilosa cinza aluvionar	51	35	16	2,64	50	20	30	
	A5	de 8,00 a 8,45	areia siltosa cor variegada residual	58	42	16	2,68	49	37	14	
SP-4	I4	de 2,30 a 2,70	argila preta aluvionar								(1) (2)
	S7	de 2,90 a 3,10	argila pouco arenosa cinza escura aluvionar	92	50	42	2,37	31	13	56	
	A1	de 3,20 a 3,45	areia argilosa cinza escura aluvionar	191	72	119	2,24	48	23	29	
cont.											

cont.

obs 1) h_{nat} = 123% e δ_{nat} = 1,40 (ensaio triaxial UU , ver item III.3.2).

obs 2) ensaio de permeabilidade, ver item III.3.3.

sonda gem	amostra	prof. (m)	CARACTERIZAÇÃO								obs.
			tipo de solo	LL (%)	LP (%)	IP (%)	G _s	granulometria % passando			
								areia	silte	argila	
SP-4 cont	S8	de 3,20 a 3,70	areia argilosa cinza aluvionar	73	40	33	2,65	52	24	24	
	S10	de 4,00 a 4,30	argila arenosa cinza aluvionar	71	32	39	2,55	38	12	50	
	A4	de 7,20 a 7,45	areia siltosa cor variegada residual	40	36	4	2,71	57	35	8	
SP-5	A1	de 2,00 a 2,45	areia argilosa cinza aluvionar	53	23	30	2,66	44	13	43	
	A2	de 3,60 a 3,95	areia siltosa cinza claro residual	56	47	9	2,74	64	24	12	
	A3	de 5,20 a 5,65	areia siltosa cor variegada residual	NP	NP	NP	2,78	69	29	2	

cont.

sondagem	amostra	prof. (m)	CARACTERIZAÇÃO								obs.
			tipo de solo	LL (%)	LP (%)	IP (%)	G _s	granulometria % passando			
								areia	silte	argila	
ST-6	S6	de 1,30 a 1,50	argila cinza escura aluvionar	107	49	58	2,36	13	9	78	
	I3	de 1,60 a 1,90	argila cinza escura aluvionar								(3)
	I1	de 2,10 a 2,40	argila cinza escura aluvionar								(4)
	I2	de 2,50 a 2,80	areia siltosa cinza aluvionar	34	29	5	2,64	53	30	17	(5)

cont.

obs 3) h_{nat} = 103% e δ_{nat} = 1,43 Censaio de permeabilidade, item III.3.3)obs 4) h_{nat} = 130% e δ_{nat} = 1,30 Censaio triaxial UU, item III.3.2)obs 5) δ_{nat} = 1,77 Censaio de permeabilidade, item III.3.3)

sonda gem	amostra	prof. (m)	CARACTERIZAÇÃO								obs.
			tipo de solo	LL (%)	LP (%)	IP (%)	G _s	granulometria % passando			
								areia	silte	argila	
ST-7	Sl1	de 5,50 a 6,00	areia argilosa coluvionar	57	28	29	2,65	56	10	34	
				60	32	28	2,65	50	7	43	
ST-8	Sl2	de 2,50 a 3,00	argila arenosa aluvionar	56	33	23	2,62	38	12	50	
	Sl3	de 5,00 a 5,30	areia argilosa aluvionar	57	31	26	2,69	49	7	44	(6)

obs 6) ensaio de infiltração, ver item III.2.4

QUADRO III.2 - QUADRO GERAL DE AMOSTRAS E ENSAIOS. (fl. 6/6)

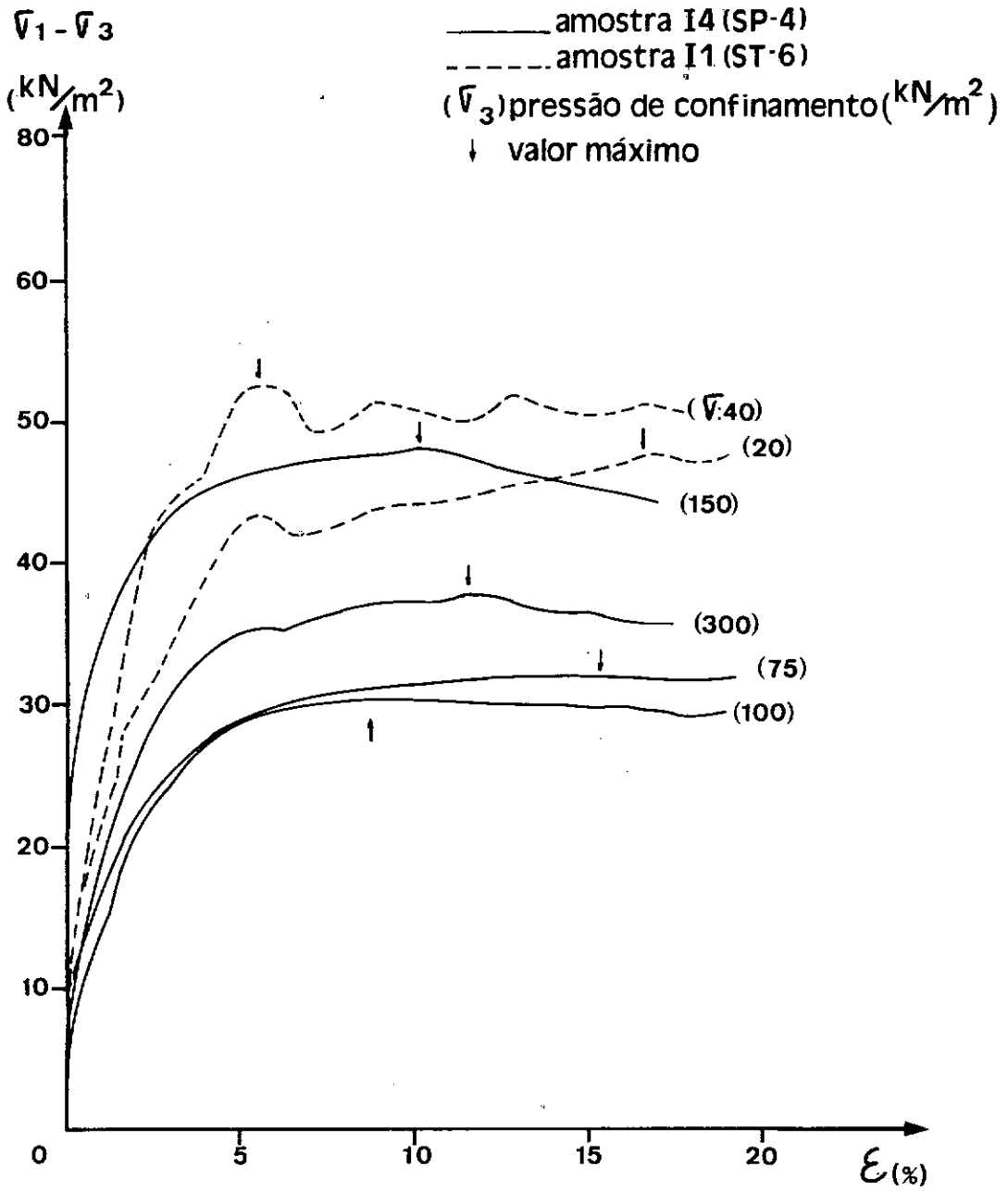


Fig.III.5 Ensaios Triaxiais Não Drenados.

amostra	corpo de prova	coeficiente de permeabilidade (m/s)
argila cinza escura, aluvionar. am.indef. I3 sondagem ST-6	altura = 9,0 cm raio = 4,1 cm $\gamma = 14,3 \text{ kN/m}^3$ h = 103 %	$k = 1,5 \times 10^{-9}$
areia silto argilosa, cinza, aluvionar. am.indef. I2 sondagem ST-6	altura = 9,0 cm raio = 4,1 cm $\gamma = 17,7 \text{ kN/m}^3$	$k = 7,5 \times 10^{-7}$
argila preta, aluvionar. am.indef. I4 sondagem SP-4	altura = 9,0 cm raio = 4,1 cm $\gamma = 13,7 \text{ kN/m}^3$	$k = 3,0 \times 10^{-9}$

QUADRO III.3
ENSAIOS DE PERMEABILIDADE.

III.4 - Caracterização Geotécnica do Local

III.4.1 - Descrição do perfil geotécnico típico

Um perfil detalhado do subsolo no local das escavações é apresentado na fig. III.6 . Este perfil corresponde a uma seção transversal da escavação da vala direita segundo a seção A, mostrada na fig. III.1 , que intercepta a vala aproximadamente no meio desta. Neste ponto encontra-se cerca de 2 m de aterro arenoso com pedregulhos e 1 m de solo coluvionar areno-argiloso de média compacidade, sobrejacentes ao depósito argiloso, que neste local apresenta 4 m de espessura. O nível d'água é encontrado a 3,10 m de profundidade. Na mesma figura apresenta-se resultados de ensaios SPT próximos, caracterização das camadas e os parâmetros de resistência e permeabilidade avaliados.

A caracterização em laboratório confirmou a ocorrência de uma região mais arenosa na base da camada sedimentar de argila mole. Este material de coloração cinzenta apresenta plasticidade de média a alta e consistência tão baixa quanto o resto do depósito, sendo composto principalmente por areia fina e argila. Na região superior do depósito encontra-se argila preta de alta plasticidade, cujas amostras chegaram a apresentar mais de 90% passando na peneira 200, caracterizando uma fase posterior do processo de sedimentação. A faixa

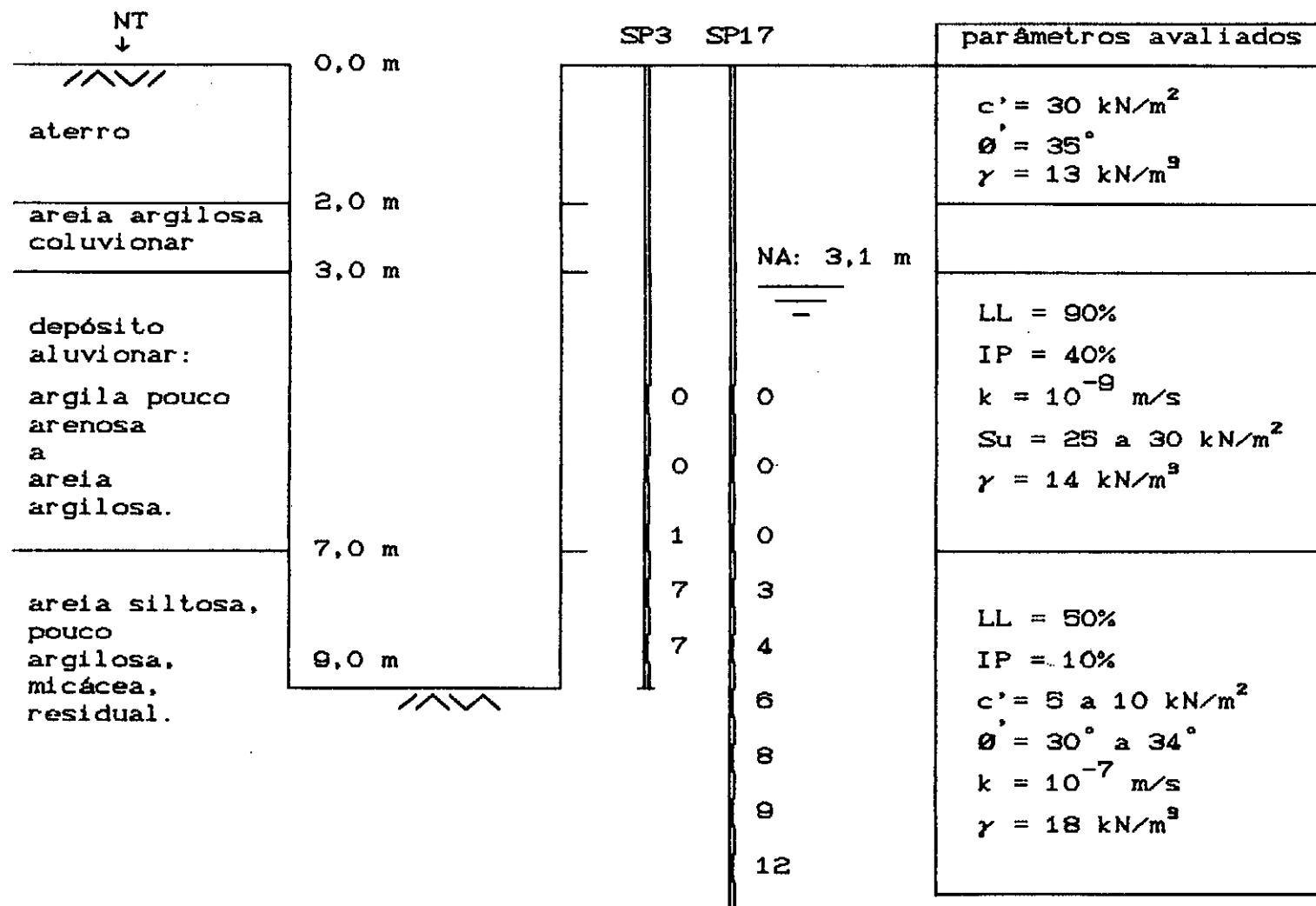


FIGURA III.6 - PERFIL E PARAMETROS GEOTECNICOS NO LOCAL DA ESCAVAÇÃO.

granulométrica do solo sedimentar, obtida com base em 16 amostras, é apresentada na fig. III.7 .

O solo residual foi caracterizado com base em ensaios de plasticidade, granulometria e peso específico dos grãos realizados em 8 amostras. A faixa granulométrica encontrada é apresentada na fig. III.8 .

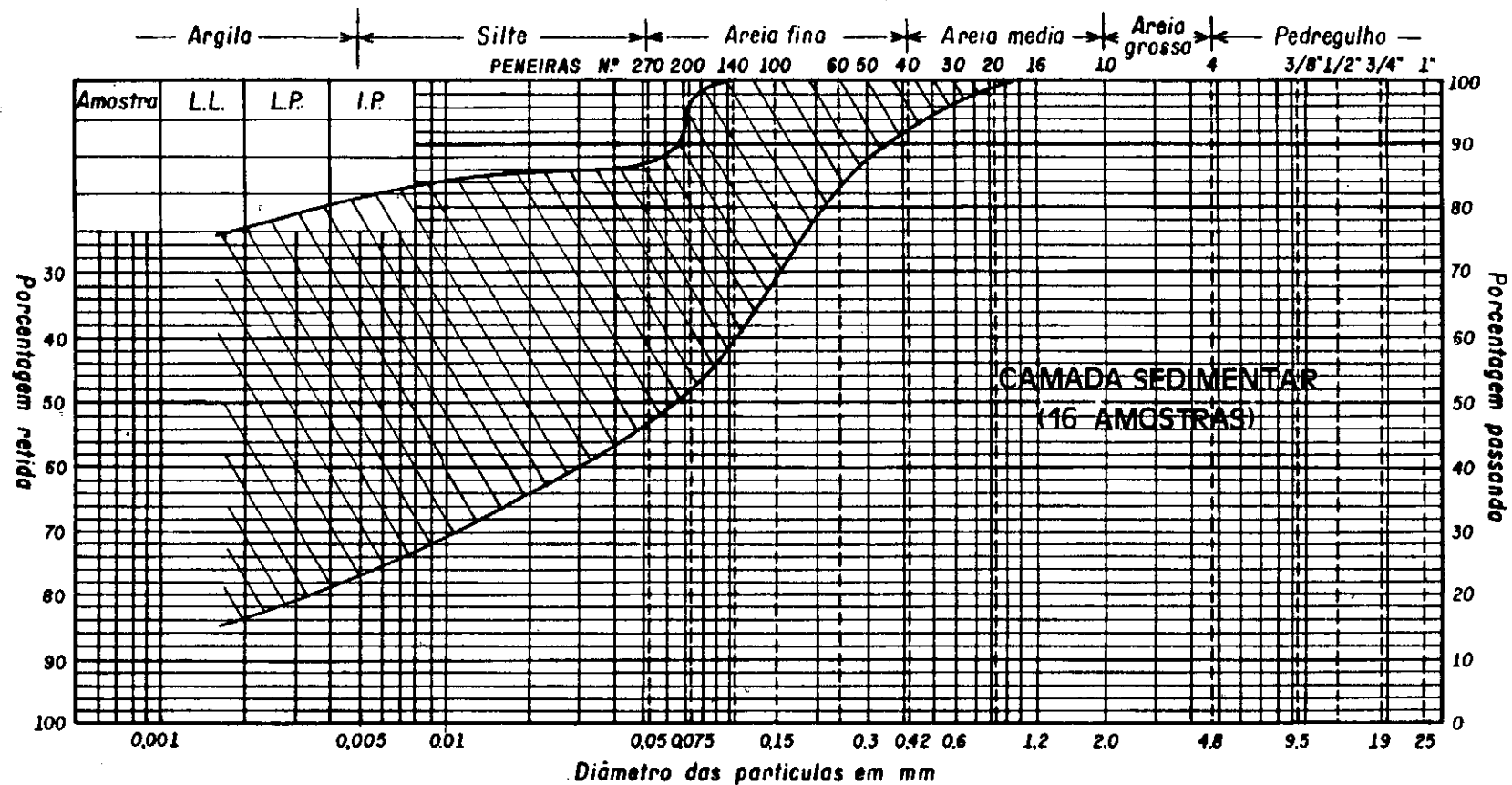
III.4.2 - Aterro e solo coluvionar

O ensaio de cisalhamento direto realizado em uma amostra do aterro permitiu uma avaliação aproximada da resistência desta camada. Admitiu-se como parâmetros de resistência efetiva um ângulo de atrito de 35° e uma coesão de 30 kN/m^2 .

III.4.3 - Solo sedimentar

Todo o solo do depósito aluvionar foi facilmente penetrado pelo amostrador SPT sem necessitar golpes, com exceção de regiões onde a presença de matéria orgânica era densa o suficiente para bloquear o aparelho.

Os ensaios de palheta in situ realizados nesta camada resultaram em uma resistência não drenada média de 27 kN/m^2 , sistematicamente superior aos resultados dos ensaios triaxiais não adensados não drenados, os quais



ANALISE GRANULOMÉTRICA

Fig: III.7 Granulometria da Camada Sedimentar.

indicaram uma resistência variando de 15 a 25 kN/m^2 em função da presença de matéria orgânica na amostra.

Embora as curvas tensão-deformação dos ensaios triaxiais indiquem uma boa qualidade das amostras ensaiadas, a alteração do estado de tensões necessária à amostragem seria suficiente para uma redução da resistência não drenada, levando a resultados em laboratório inferiores aos resultados in situ. Admitiu-se então para a camada argilosa uma resistência não drenada na faixa de 25 a 30 kN/m^2 , considerando assim uma maior representatividade dos ensaios de palheta in situ.

Para a permeabilidade da camada de argila foi admitido um coeficiente de 10^{-9} m/s , com base nos resultados dos ensaios de carga variável em amostras indeformadas extraídas desta camada. Na região da camada sedimentar próxima ao solo residual ensaios de permeabilidade in situ (sondagem ST-8) e em laboratório indicaram um coeficiente de 10^{-8} m/s .

III.4.4 - Solo residual

O solo residual de alteração de gnaiss mostrou muito pouca compacidade no topo da camada, resultando valores de SPT inferiores a 4 golpes em algumas regiões. Com a profundidade observou-se um aumento da compacidade, atingindo 12 golpes por 30 cm aos 13 m na projeção da

sondagem SP-17. Na sondagem SP-3 foram encontrados valores de SPT de 7 golpes por 30 cm já no topo da camada. Entretanto neste local o solo provavelmente foi enrijecido pelas injeções de cimento aplicadas na vala direita. A partir da análise dos ensaios de caracterização e dos resultados de ensaios SPT foi admitido para o solo residual um ângulo de atrito na faixa de 30° a 34° e uma coesão no topo da camada na faixa de 5 a 10 kN/m^2 . De forma a representar uma maior consolidação do solo residual mais jovem decidiu-se considerar esta coesão crescente com a profundidade na razão de 1 kN/m^2 por metro.

O coeficiente de permeabilidade da camada residual foi admitido igual a 10^{-7} m/s em função da faixa granulométrica encontrada em amostras desta camada.

CAPÍTULO IV

ANÁLISE DE FLUXO

CAPÍTULO IV : ANÁLISE DE FLUXO

IV.1 - Introdução

A alteração do regime de águas subterrâneas induzida por uma escavação no terreno geralmente apresenta grande importância geotécnica, tanto para a escavação em si quanto para possíveis obras vizinhas. Normalmente o fluxo de água em direção ao novo elemento drenante cria condições desfavoráveis à estabilidade do solo ao lado e ao fundo da escavação, enquanto que o rebaixamento do nível d'água induzido no local pode levar a deformações da massa de solo próxima.

Aplicando modelos numéricos e comparando-os a observação de casos históricos KAISER e HEWITT (1980) estudaram o efeito do fluxo d'água no projeto de escavações. Analisando diferentes condições de anisotropia e estratificação do solo através do Método de Elementos Finitos estes autores concluíram que métodos simplistas de projeto podem levar a soluções inseguras, tanto no aspecto de distribuição de pressões de água e de terra quanto no aspecto da estabilidade do fundo da escavação.

As análises de percolação ligadas a casos práticos de engenharia comumente representam problemas bastante complexos. A coexistência de diversos fatores de decisiva importância para o regime de fluxo, os quais podem

estar atuando mesmo longe do local da obra, torna muito difícil a simulação da realidade, mesmo com a utilização de métodos avançados.

Uma análise do fluxo induzido por uma escavação pode envolver aspectos tais como:

- (a) identificação da alimentação do fluxo,
- (b) definição da superfície livre,
- (c) consideração de regime estacionário ou transiente,
- (d) ocorrência de anisotropia de permeabilidade no solo,
- (e) não homogeneidade nas diferentes camadas de solo.

Normalmente o estudo de fluxo é realizado bidimensionalmente, em uma seção transversal da escavação, embora o fenômeno seja tridimensional. Dependendo da geometria do problema esta simplificação pode afastar os resultados da realidade.

Em um estudo paramétrico de fluxo utilizando o Método dos Elementos Finitos LOPES e VERTAMATTI (1984) mostram como diversos fatores influenciam o fluxo d'água junto a uma escavação com escoramento impermeável em aquífero não confinado, além de analisarem os efeitos de diferentes formas de rebaixamento por intermédio de poços. No citado estudo foi também investigada a influência da distância entre a alimentação e o elemento drenante. Através do cálculo de vazões para diferentes distâncias de alimentação foi observado que com o aumento da distância a vazão tende para um valor limite inferior. A geometria

adotada nesse estudo e um gráfico mostrando a variação da vazão com a distância de alimentação são apresentados na fig. IV.1 .

Apesar das diversas dificuldades acima descritas a aplicação do Método dos Elementos Finitos pode apresentar resultados realistas na análise de fluxo em uma escavação desde que aliada a uma cuidadosa caracterização do local e das condições de execução da obra.

IV.2 - Geometria do problema e métodos utilizados

As análises de fluxo foram efetuadas utilizando-se o Método dos Elementos Finitos com base no perfil definido na fig. III.2 e reapresentado em escala natural na fig. IV.2.

O ritmo veloz em que a escavação foi realizada e as características dos solos envolvidos indicam-nos que o processo de instabilização de fundo deve ter se desenvolvido inicialmente sob regime de fluxo transiente.

O perfil do terreno no local (fig. III.6) indica-nos que enquanto a escavação não ultrapassou os 7 metros de profundidade a camada de solo argiloso comandou o fluxo d'água em direção à cava. Uma significativa alteração nas condições de fluxo ocorreu quando a escavação ultrapassou a camada de argila e atingiu a camada de solo

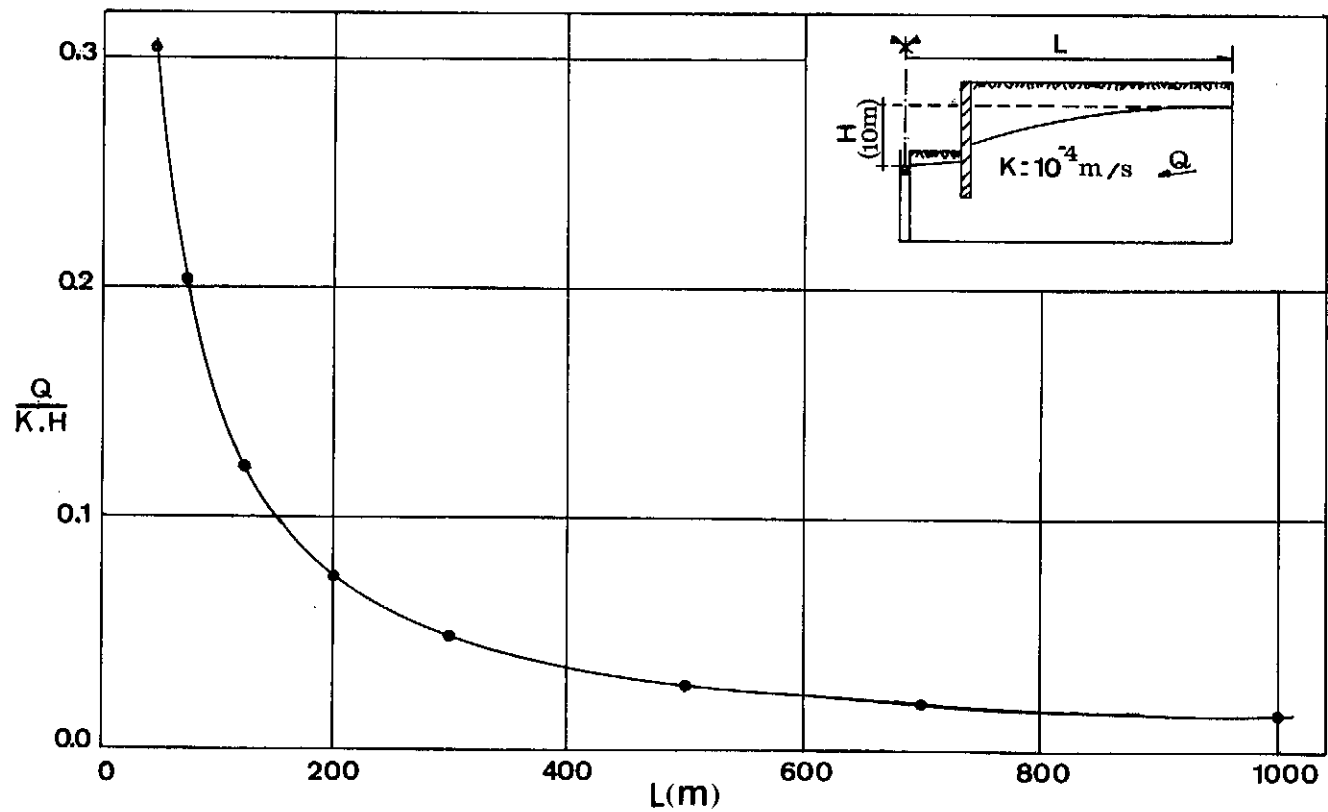


Fig: IV.1 Variação da Vazão com a Distância da Alimentação, LOPES e VERTAMATTI (1984).

residual mais permeável. Entretanto, mesmo nesta fase, conforme indicam as análises a serem apresentadas mais adiante, a velocidade de escavação não foi suficientemente baixa de forma a permitir que fosse possível atingir simultaneamente a condição de fluxo estacionário. A condição de fluxo transiente permaneceu pelo menos até a escavação atingir 9 metros de profundidade. Aos 9 metros de profundidade a ocorrência de maiores deslocamentos e a conscientização do risco iminente de ruptura levaram à interrupção temporária da escavação para reforço da estrutura de contenção e instalação das ponteiros filtrantes, ver item II.3.1 .

As análises foram conduzidas considerando o fluxo como transiente nas profundidades de 8 e 9 metros e estacionário nas profundidades de 9, 10 e 12 metros, sendo esta última a profundidade final da escavação.

Utilizaram-se dois programas nesta análise. O programa FPM500 (Taylor e Brown, 1967; LOPES, 1974) foi utilizado na análise de fluxo sob regime estacionário e o programa SEEPAGE (ZIENKIEWICZ e PAREKH, 1970) foi utilizado na análise de fluxo transiente. Objetivando um estudo comparativo de resultados este último programa foi também utilizado na análise de fluxo estacionário a 9 metros de profundidade.

IV.3 - Análise de fluxo estacionário

IV.3.1 - A aplicação do programa FPM500

O programa FPM500 utiliza como entrada dados geométricos e hidráulicos da malha, parâmetros de controle do ajuste da linha freática e o coeficiente de permeabilidade dos solos representados. Como resultados o programa apresenta as correções realizadas para o ajuste da linha freática, o potencial e a pressão hidráulica para cada nó e a velocidade e a direção do fluxo em cada elemento.

O ajuste da linha freática é realizado automaticamente pelo programa. De forma iterativa o programa desloca a linha freática, então admitida como fronteira impermeável, até tornar nulas as pressões nos seus nós. A linha freática final corresponderá à condição de regime de fluxo estacionário para a geometria dada.

A análise de fluxo sob regime estacionário foi dividida em quatro etapas. Considerando um perfil homogêneo a primeira etapa avaliou o rebaixamento da linha freática para quando a escavação alcançasse 9 metros de profundidade, cerca de 2 metros abaixo da camada sedimentar argilosa. Avaliada a região do domínio de fluxo que atingiu a camada de solo argiloso as três etapas seguintes buscaram simular o regime de fluxo para as profundidades de 9, 10 e

12 metros, incluindo então elementos com permeabilidade diferenciada para distinguir o solo residual da camada argilosa.

IV.3.2 - Apresentação da malha de elementos finitos

A análise de fluxo foi desenvolvida a partir da malha de elementos finitos apresentada na fig. IV.3 . Nesta figura a malha está preparada para a análise da escavação a 9 m de profundidade. Esta malha consiste de 227 elementos e 258 nós, e define uma linha freática inicial correspondente ao nível d'água anterior à escavação. Os elementos que compõem a malha são triangulares, definidos por três nós, e quadrangulares, definidos por quatro nós. A partir da caracterização da camada de solo residual a fronteira impermeável foi posicionada em média a 20 metros de profundidade. As fronteiras laterais que definem as distâncias de alimentação estão a 70 metros à esquerda e a 35 metros à direita do elemento drenante. Os valores numéricos apresentados na fig. IV.3 têm a dimensão de metros e correspondem aos potenciais admitidos como condição de contorno.

O domínio de fluxo correspondente à malha de elementos finitos da fig. IV.3 foi adotado a partir das características do perfil geotécnico avaliado e com base no nível d'água observado em sondagens no local. Um estudo sobre as variações nas condições de fluxo em função da extensão do domínio é descrito no item IV.3.3 .

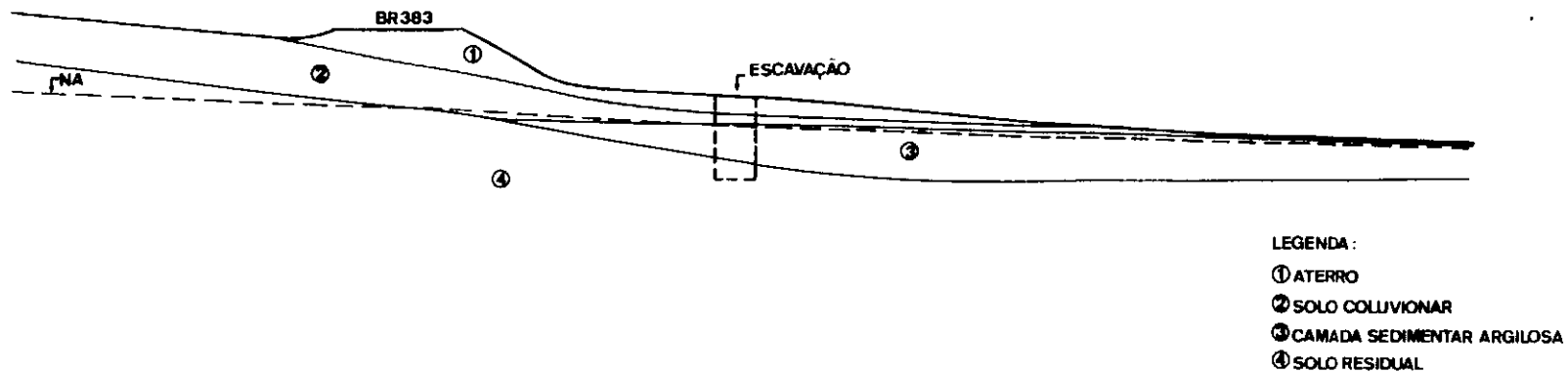


Fig: IV.2 Perfil Geotécnico da Região em Escala Natural.

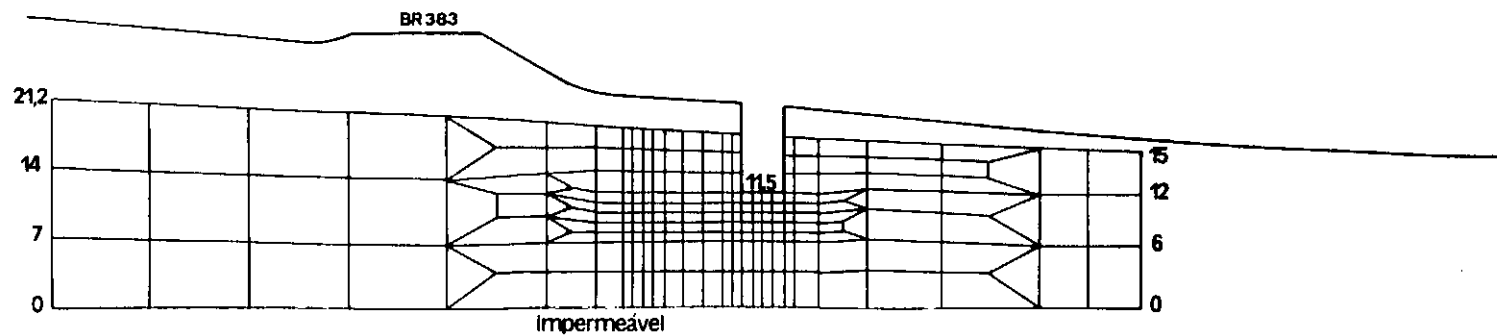


Fig: IV.3 Malha de Elementos Finitos para Análise de Fluxo Estacionário.

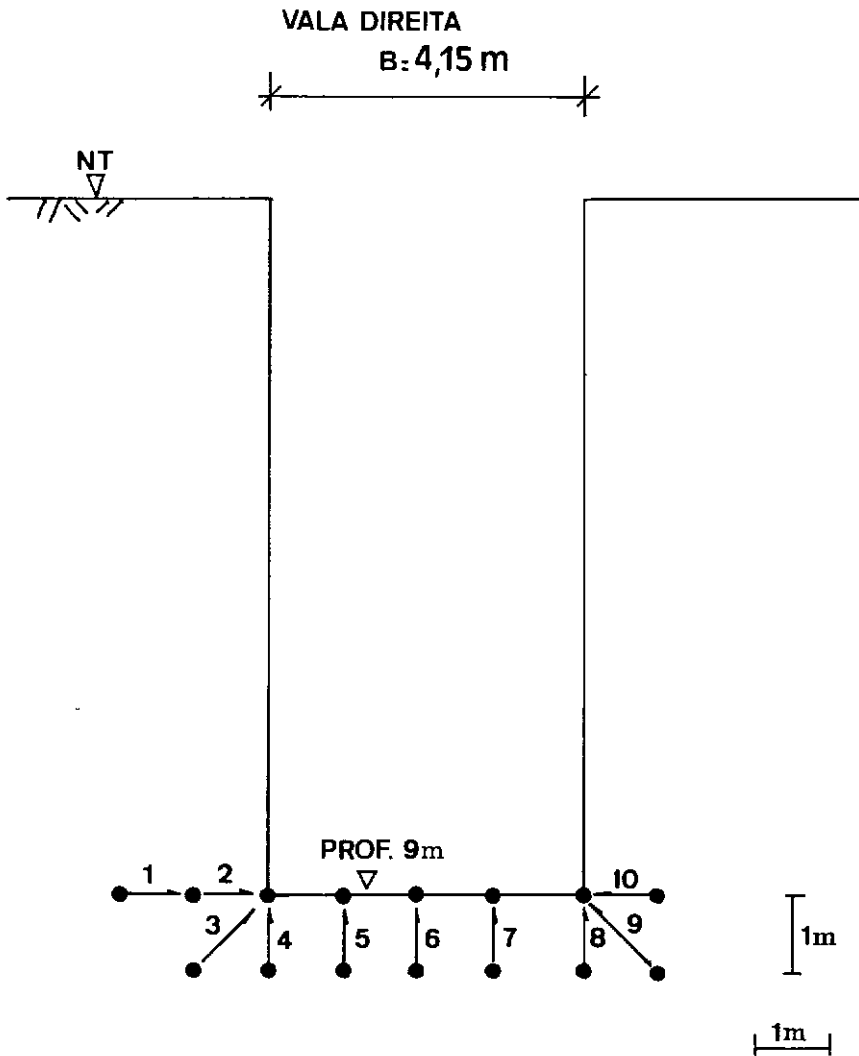
A observação do nível d'água a menos de 4 metros de profundidade na sondagem SP-4 em maio de 1988, ver fig. III.2, mostra que a atuação do túnel como elemento drenante não deve estar influenciando o lençol d'água a mais de 40 metros à direita da obra.

A direção natural do fluxo d'água subterrânea se dá da esquerda para a direita, procurando o fundo do vale. Esta condição pode caracterizar que a escavação influencia uma área maior à esquerda do que à direita, onde o nível freático é mais baixo e a escavação compartilha seu efeito drenante com o elemento drenante natural representado pelo fundo do vale.

A malha de elementos finitos apresentada na fig. IV.3, aqui denominada de malha básica, deu origem a diversas outras malhas utilizadas no estudo da influência da posição das fronteiras, descrito a seguir. Este estudo possibilita avaliar o potencial de erro na escolha do domínio de fluxo.

IV.3.3 - Influência da extensão do domínio de fluxo

O estudo da influência da distância de alimentação foi conduzido observando-se a variação do gradiente hidráulico entre pontos próximos ao fundo da escavação. A fig. IV.4 mostra uma seção da vala direita com a localização dos pontos analisados.



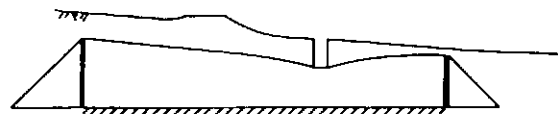
Na fig. IV.5 são apresentados os domínios utilizados nesta análise. Nesta figura o hachurado nas fronteiras representa o impermeável e o diagrama triangular pressões de água admitidas como hidrostáticas. O domínio do caso 1 corresponde ao da malha básica. O domínio do caso 2 simula a existência de outro elemento drenante à direita da escavação, simétrico em relação a fronteira lateral direita. O domínio do caso 3 admite simetria em relação à escavação. Os casos 4, 5 e 6 apresentam domínios considerando grandes regiões à esquerda e à direita da escavação. Em todos os casos a profundidade da escavação foi fixada em 9 metros.

Na tabela IV.1 são apresentados os gradientes médios resultantes segundo os diversos domínios considerados. Foram calculados o gradiente médio total, considerando os 10 locais amostrados, e o gradiente médio do lado esquerdo, considerando os locais de 1 a 6 (fig. IV.4).

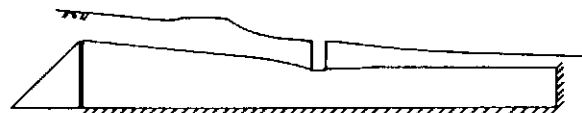
Os gradientes hidráulicos médios variaram entre 0,35 e 0,52 , o que representa uma variação de cerca de 50% . O caso 1 resultou nos maiores gradientes, enquanto que o caso 2 resultou nos menores. Os demais casos apresentaram pequenas variações entre seus resultados.

Além de resultar em gradientes mais críticos, o domínio de fluxo considerado na malha básica, correspondente ao caso 1, resultou em um nível freático em

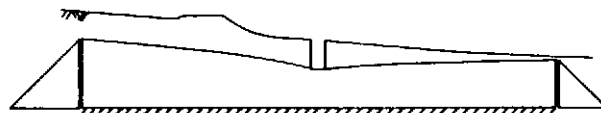
CASO 1



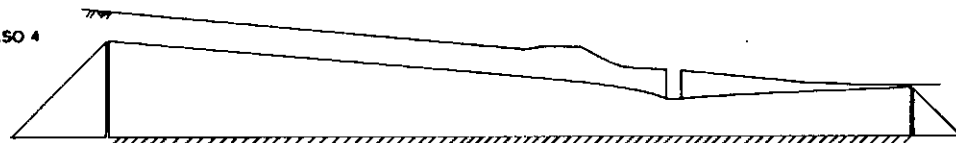
CASO 2



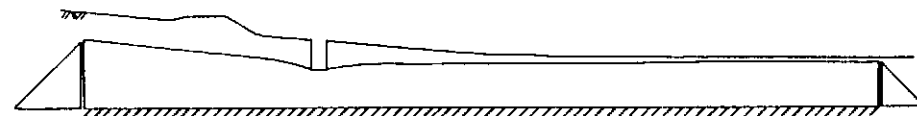
CASO 3



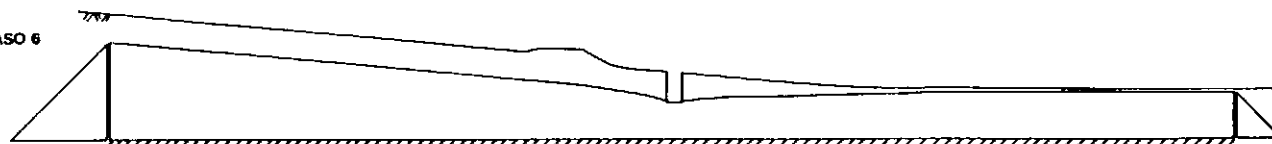
CASO 4



CASO 5



CASO 6



ESCALA:

100 m



Fig:IV.5 Diferentes Domínios de Fluxo Estudados.

boa concordância com o nível d'água observado no local.

O aumento da extensão do domínio de fluxo, buscando uma maior representatividade da região próxima à escavação leva em contrapartida à consideração de que a escavação está influenciando o regime de águas subterrâneas em uma área demasiadamente extensa, o que pode afastar a análise da realidade do fenômeno.

IV.3.4 - Influência da posição da fronteira inferior

Foi também estudada a influência da posição da fronteira inferior no fluxo. Na malha básica esta fronteira foi definida em função da faixa de menor compacidade do solo residual caracterizada por sondagens realizadas na época da obra e está posicionada a cerca de vinte metros da superfície do terreno.

Na tabela IV.2 apresenta-se o resultado deste estudo, realizado para a escavação a 9 metros de profundidade. Uma elevação de 3 metros da fronteira impermeável em relação à malha definida anteriormente resultou em uma diminuição média de cerca de 10% no gradiente. Um rebaixamento de 3 metros resultou em um acréscimo médio também de cerca de 10% no gradiente .

Observa-se que dentro da faixa considerada a variação do gradiente com a profundidade da fronteira inferior se deu de forma linear. As pouco significativas

local	l(m)	GRADIENTE HIDRÁULICO					
		tipo de domínio					
		caso 1	caso 2	caso 3	caso 4	caso 5	caso 6
1	1,00	0,37	0,32	0,33	0,35	0,33	0,34
2	1,00	0,72	0,68	0,73	0,75	0,71	0,73
3	1,41	0,62	0,52	0,56	0,58	0,54	0,56
4	1,00	0,57	0,45	0,50	0,52	0,48	0,50
5	1,00	0,40	0,29	0,34	0,35	0,32	0,33
6	1,00	0,35	0,23	0,28	0,29	0,26	0,27
7	1,00	0,37	0,21	0,27	0,28	0,25	0,26
8	1,00	0,51	0,25	0,35	0,36	0,31	0,32
9	1,41	0,54	0,24	0,36	0,37	0,31	0,33
10	1,00	0,68	0,30	0,45	0,46	0,39	0,40
gradiente médio total (de 1 a 10)		0,52	0,35	0,42	0,43	0,39	0,40
gradiente médio lado esquerdo (de 1 a 6)		0,52	0,41	0,46	0,47	0,44	0,45

TABELA IV.1 - GRADIENTES RESULTANTES PARA OS DIVERSOS DOMÍNIOS DE FLUXO ESTUDADOS.

local	l(m)	distância entre o fundo da escavação e a fronteira inferior (m)		
		11 + 3	11	11 - 3
1	1,00	0,41	0,38	0,35
2	1,00	0,86	0,72	0,71
3	1,41	0,69	0,62	0,56
4	1,00	0,63	0,57	0,50
5	1,00	0,45	0,40	0,34
6	1,00	0,40	0,35	0,30
7	1,00	0,41	0,37	0,31
8	1,00	0,57	0,51	0,43
9	1,41	0,60	0,54	0,46
10	1,00	0,75	0,68	0,59
gradiente médio		0,58	0,52	0,46

TABELA IV.2 - GRADIENTES RESULTANTES PARA DIFERENTES
PROFUNDIDADES DA FRONTEIRA IMPERMEÁVEL.

variações no gradiente permitem concluir que pequenos erros na avaliação da fronteira inferior não são suficientes para comprometer o estudo.

IV.3.5 - Resultados da análise de fluxo estacionário

As redes de fluxo resultantes segundo o domínio correspondente à malha básica são apresentadas nas figs. IV.6a , IV.6b e IV.6c , respectivamente para as profundidades de 9, 10 e 12 metros.

As redes de fluxo resultantes segundo o domínio correspondente ao caso 3 são apresentadas nas figs. IV.7a, IV.7b e IV.7c respectivamente para as profundidades de 9, 10 e 12 metros.

Os valores indicados nas equipotenciais que integram as redes de fluxo das figuras IV.6 e IV.7 são adimensionais e correspondem a valores da razão entre os potenciais calculados e o potencial máximo.

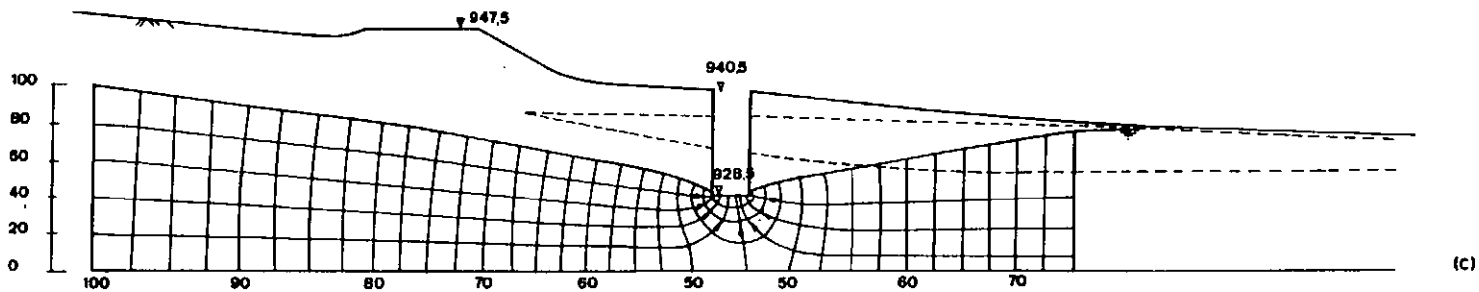
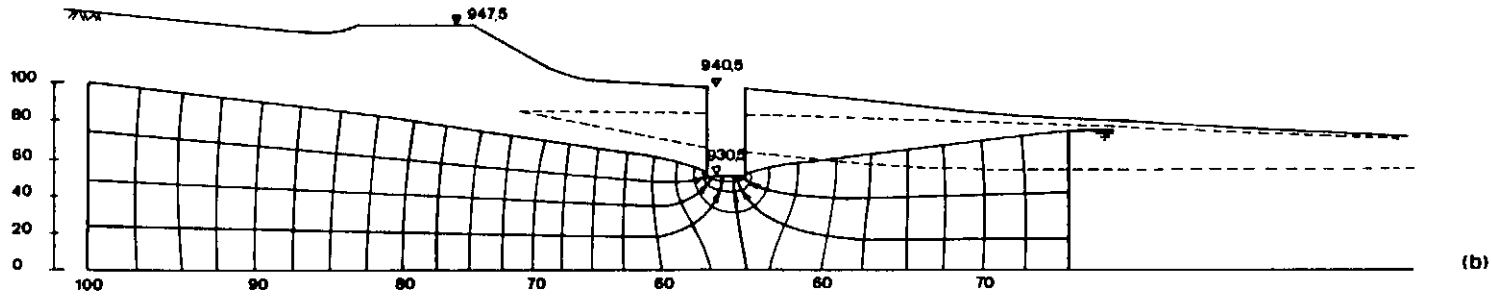
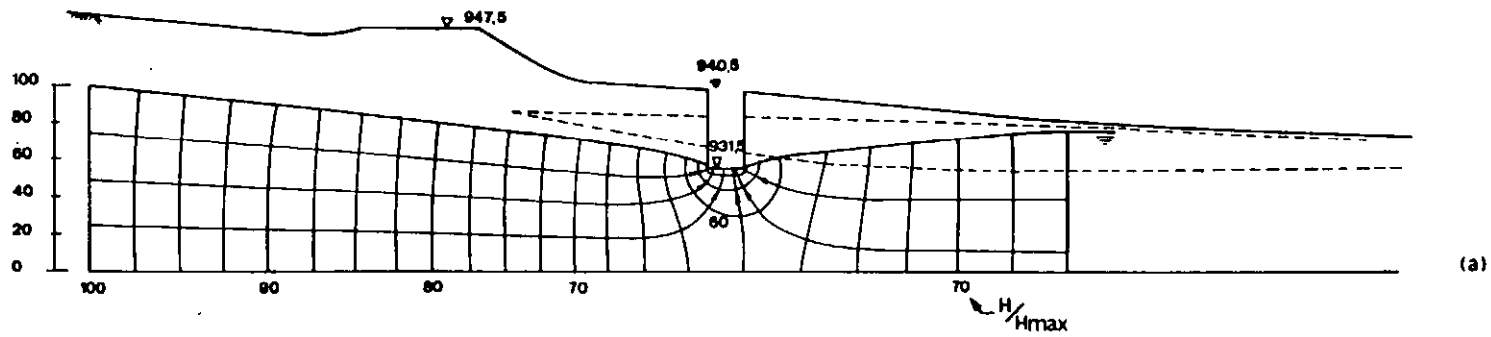


Fig: IV.6 Redes de Fluxo Estacionário para Escavação a 9,10,12 Metros de Profundidade, Domínio Caso 1.

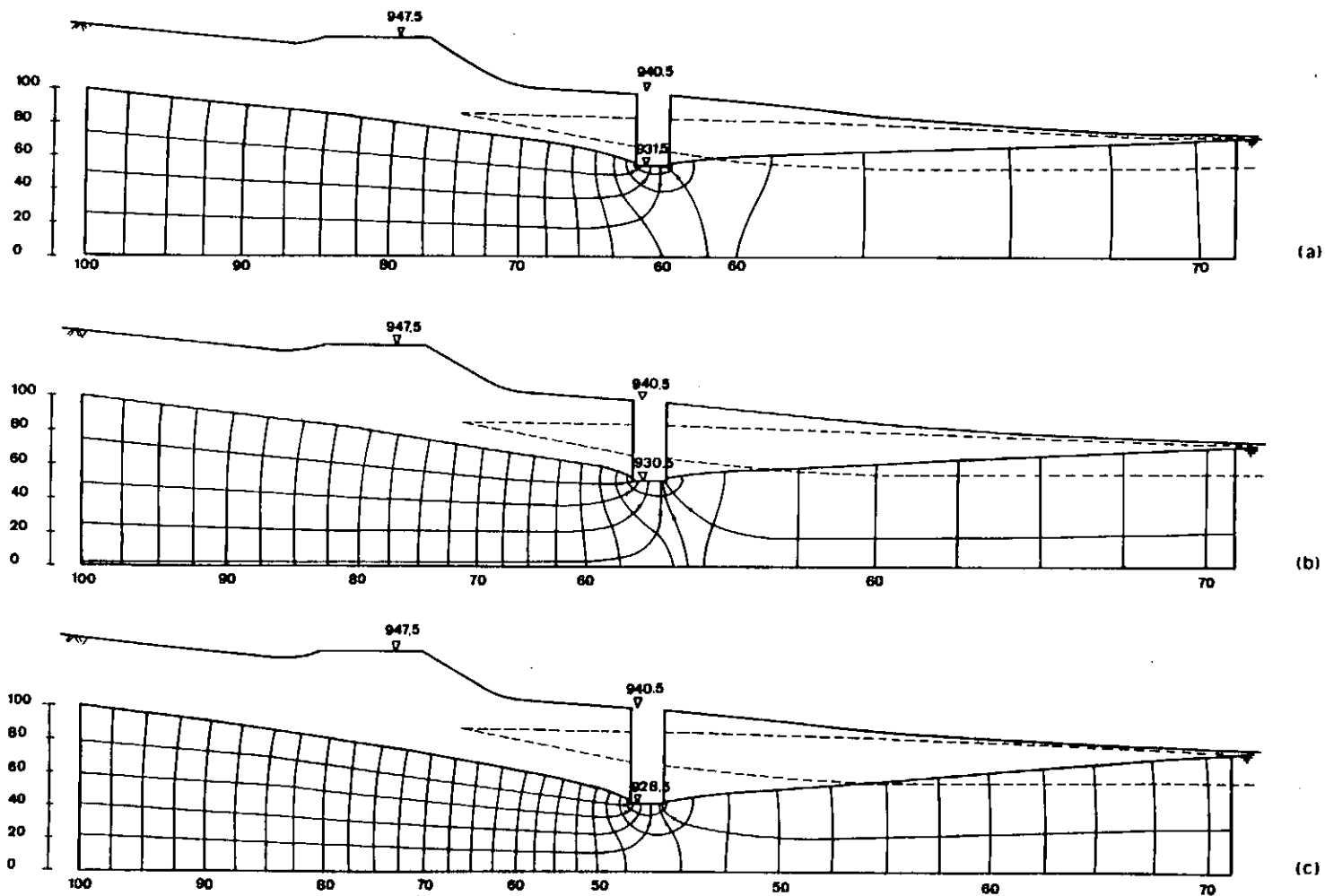


Fig: IV.7 Redes de Fluxo Estacionário para Escavação a 9,10,12 Metros de Profundidade, Domínio Caso 3.

IV.4 - Análise de fluxo transiente

IV.4.1 - Definição da geometria do fluxo

A análise de fluxo sob regime transiente considerou a geometria de fluxo apresentada na fig. IV.8 . Nesta análise considerou-se que após a escavação ter ultrapassado a camada argilosa o fluxo d'água desenvolveu-se predominantemente através do solo residual, por sob a camada sedimentar, considerada por simplicidade como impermeável. Ou seja, na análise a curto prazo, o fluxo na região subjacente ao depósito argiloso foi tratado como um fluxo em canal confinado em direção ao elemento drenante, representado pela escavação já em solo residual.

IV.4.2 - Apresentação do programa SEEPAGE

O programa SEEPAGE é capaz de solucionar problemas de fluxo d'água transiente ou estacionário bidimensionais, planos ou axissimétricos. No presente caso foi escolhida a solução plana, a qual se aplica às condições de geometria da escavação em questão.

O programa admite o uso de elementos isoparamétricos dos tipos lineares (definidos por quatro nós), parabólicos (oito nós) e cúbicos (doze nós). Utilizou-se no estudo aqui realizado o elemento isoparamétrico parabólico, conforme malha apresentada no item IV.4.4 .

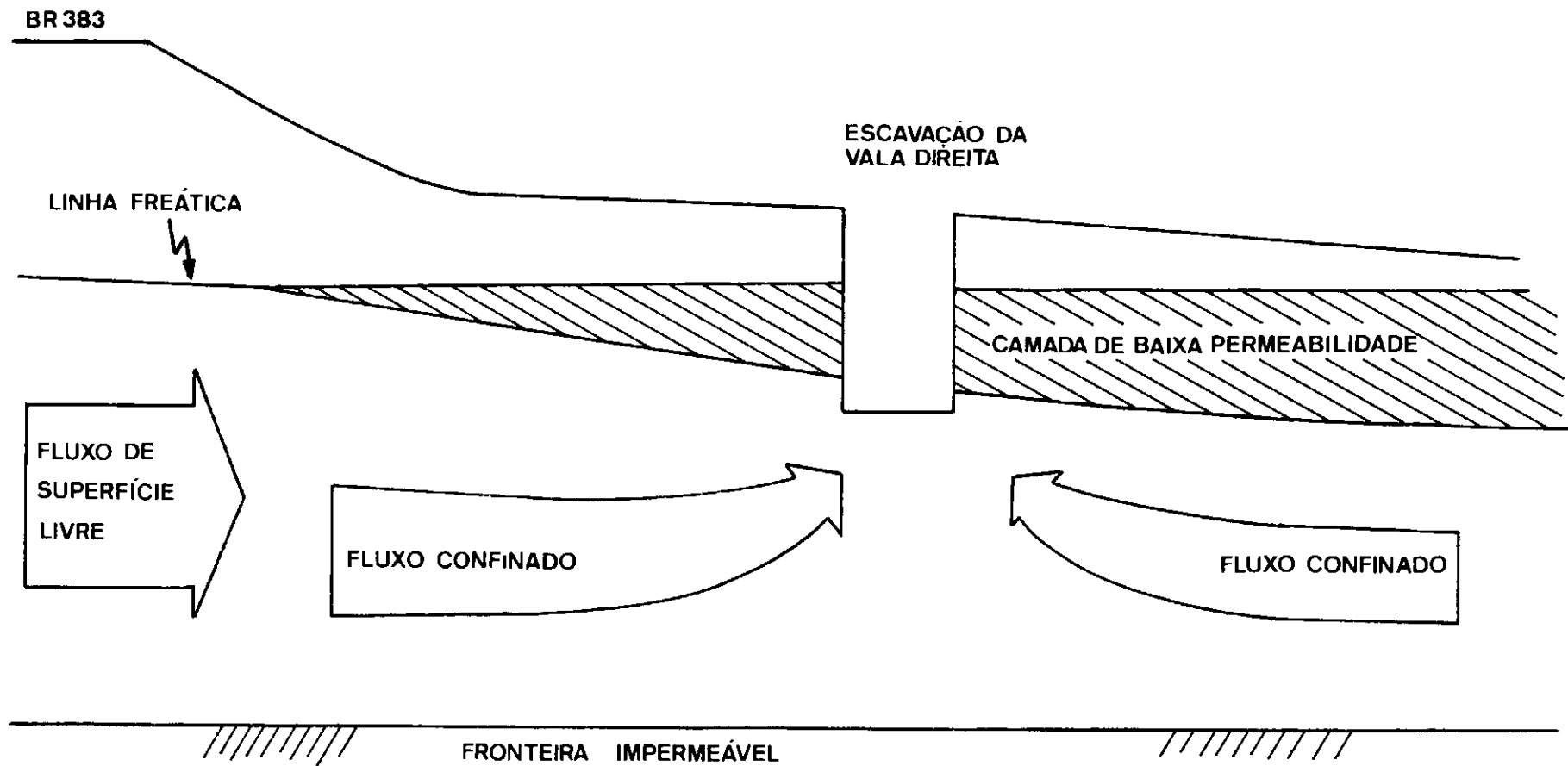


Fig:IV.8 Geometria do Fluxo Transiente.

O programa modela a variação do fluxo no tempo através da equação IV.1, a qual pode ser obtida a partir da equação geral de percolação em um elemento cúbico de solo modificada por considerações simplificadoras. Este tratamento matemático é apresentado no apêndice A .

$$k_x \frac{\delta^2 u}{\delta x^2} + k_y \frac{\delta^2 u}{\delta y^2} = m_v \cdot \gamma_w \cdot \frac{\delta u}{\delta t} \quad (IV.1)$$

O programa utiliza como entrada os dados geométricos e hidráulicos da malha, os coeficientes de permeabilidade e de variação volumétrica dos solos representados, o incremento de tempo escolhido para a análise transiente e as condições iniciais de potencial hidráulico dos nós. Como resultado o programa fornece o potencial em cada nó para os intervalos de tempo considerados.

IV.4.3 - Aferição do programa

Visando a aferição deste programa, pela primeira vez utilizado na COPPE-UFRJ, foram realizados diversos testes de avaliação quantitativa e qualitativa de resultados.

Inicialmente foi feita uma verificação do programa sob condições estacionárias de fluxo. Uma malha de elementos finitos com as mesmas condições de fronteira lateral e inferior que as anteriormente adotadas no estudo de fluxo estacionário foi elaborada para a aplicação do programa SEEPAGE na condição estacionária, para a escavação a 9 metros de profundidade. Nesta condição a rede de fluxo depende apenas das condições de contorno consideradas e da relação entre as permeabilidades, quando o problema envolver mais de um material.

Como o programa não apresenta o recurso de ajuste automático da linha freática, este estudo foi realizado partindo de uma linha freática próxima a linha freática resultante do estudo de fluxo sob regime estacionário, apresentado na fig. IV.6a. A utilização do programa SEEPAGE sem ajustar o nível freático pode levar a imprecisões relevantes na condição estacionária. Uma avaliação da discrepância que pode ser causada pela falta de ajuste da linha freática é apresentada no item IV.5 , para condições de fluxo transientes.

Os resultados obtidos com o programa SEEPAGE foram praticamente coincidentes com os resultados do programa FPM500, conforme mostra a tabela IV.3 . Estes gradientes se referem aos pontos definidos na fig. IV.4 .

Uma verificação do programa sob condições transientes de fluxo foi realizada através da simulação de

um processo de adensamento. A malha utilizada é apresentada na fig. IV.9. Partindo de condições iniciais de excesso de pressão unitária para todos os nós, com excessão daqueles que definem condições de contorno de pressão nula (nós 1, 2, 3, 4, 5, 25, 26, 27, 28 e 29) acompanhou-se o processo de dissipação a intervalos de tempo escolhidos. A resposta do programa, apresentada na fig. IV.10, mostrou-se coerente com a solução da Teoria de Adensamento de Terzaghi para condições iniciais uniformes de poro pressão, como a encontrada por exemplo em LAMBE e WHITMAN (1969).

IV.4.4 - Apresentação da malha de elementos finitos

A malha utilizada no estudo de fluxo transiente é apresentada na fig. IV.11 , definindo a fronteira lateral esquerda a 70 metros da escavação, a fronteira lateral direita a 35 metros da escavação e a fronteira inferior impermeável a cerca de 20 metros da superfície. Estas condições são semelhantes as anteriormente escolhidas no estudo de fluxo estacionário. A malha é constituída por 35 elementos isoparamétricos parabólicos, definidos cada um por oito nós, totalizando 136 nós, sendo que 25 destes definem condições de contorno.

Os valores numéricos apresentados na malha da fig. IV.11 têm a dimensão de metros e correspondem a potenciais admitidos como condições de contorno para a análise da escavação a 9 m de profundidade.

local	l (m)	GRADIENTE HIDRÁULICO	
		programa SEEPAGE	programa FPM500
1	1,00	0,38	0,38
2	1,00	0,68	0,72
3	1,41	0,58	0,62
4	1,00	0,57	0,57
5	1,00	0,40	0,40
6	1,00	0,38	0,35
7	1,00	0,38	0,37
8	1,00	0,54	0,51
9	1,41	0,56	0,54
10	1,00	0,62	0,68
gradiente médio		0,51	0,52

TABELA IV.3 - GRADIENTES OBTIDOS SEGUNDO OS DOIS PROGRAMAS
SOB FLUXO ESTACIONÁRIO.

DADOS: $k: 10^{-6} \text{ m/s}$
 $c_v: 5 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
 $H: 0,03 \text{ m}$

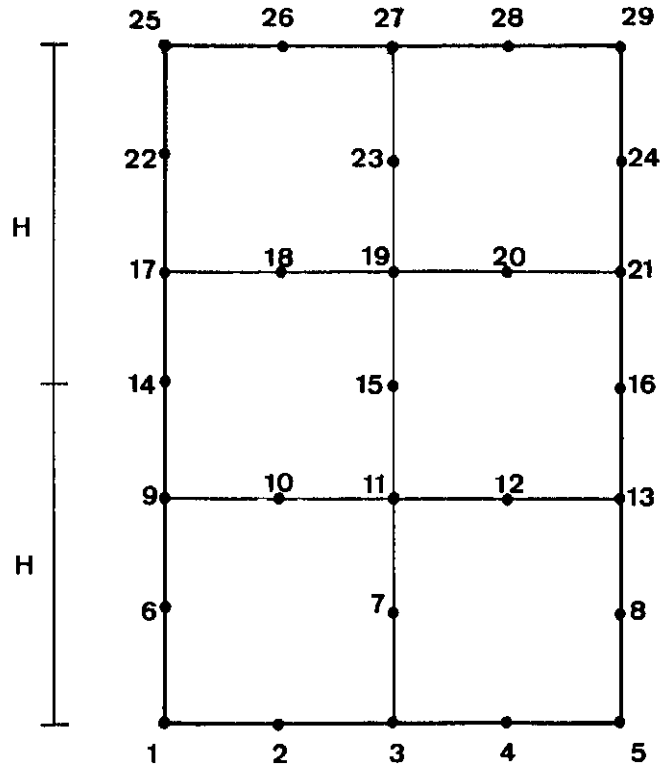


Fig. IV.9 Malha de Elementos Finitos para Simulação do Processo de Adensamento.

○ → RESULTADOS OBTIDOS COM O PROGRAMA
 $T: \frac{c_v t}{H^2}$, $T: 0,1, 0,2, 0,4 \text{ e } 0,9$ → SOLUÇÃO TEÓRICA

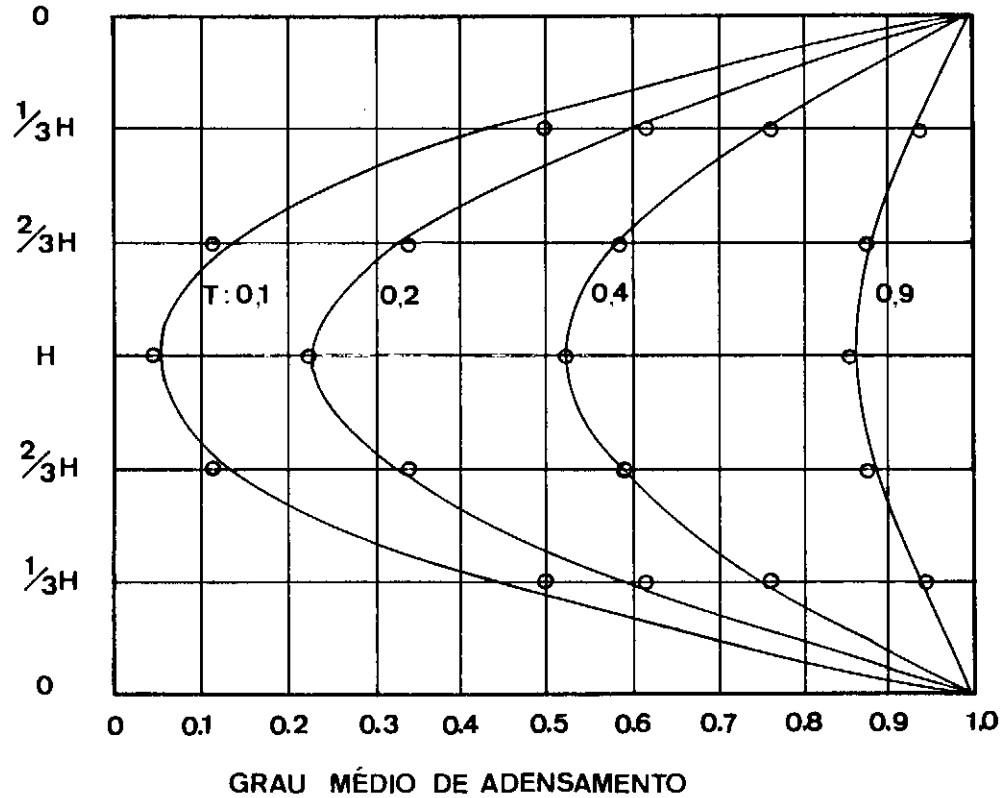


Fig. IV.10 Resultados da Simulação.

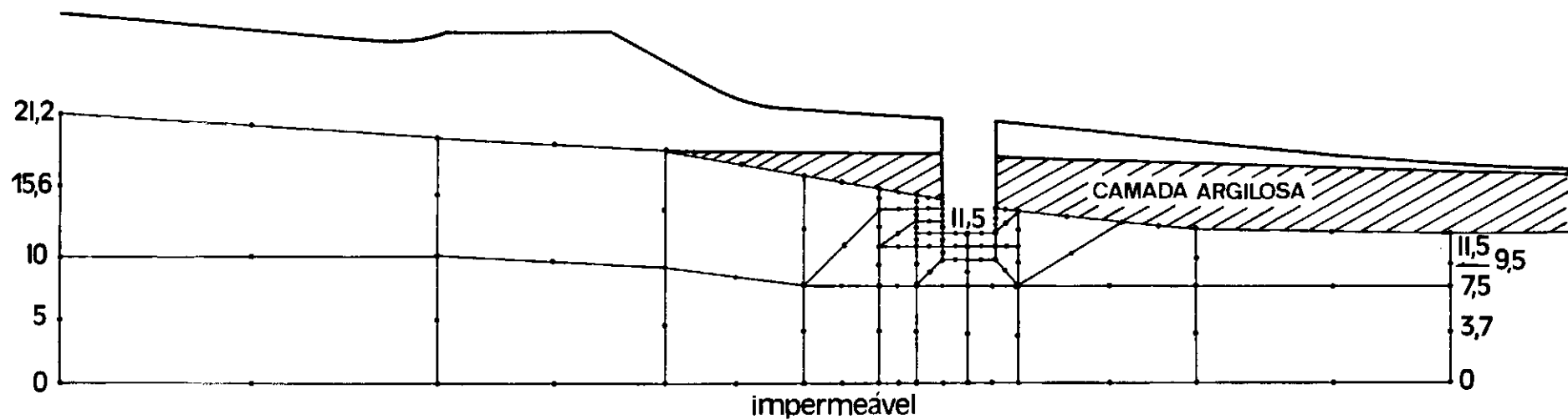


Fig: IV.11 Malha de Elementos Finitos para Análise de Fluxo Transiente.

IV.4.5 - Avaliação do tempo de fluxo transiente

Para a análise de fluxo na condição transiente foi considerado o tempo gasto na escavação somente após esta ter entrado em solo residual. Ou seja, admitiu-se que enquanto a escavação não ultrapassou por completo a camada sedimentar argilosa o fluxo d'água não assumiu proporções relevantes, devido à baixa permeabilidade desta camada. A fig. IV.12 apresenta um perfil esquemático da escavação a ser utilizado na avaliação da velocidade de escavação.

Considerando uma produção relatada dos equipamentos de escavação igual a $6,41 \text{ m}^3/\text{h}$, ver item II.3.1, calcula-se o tempo para escavar os quase 35 metros de comprimento de escavação até uma dada profundidade de análise como:

$$t_p = \frac{V_{esc}}{6,41} \quad (\text{IV.2})$$

onde: t_p = tempo de escavação (h)
 V_{esc} = volume escavado (m^3)

tem-se então:

$$t_p = \frac{(P-P_o) B L}{6,41} \quad (\text{IV.3})$$

onde:

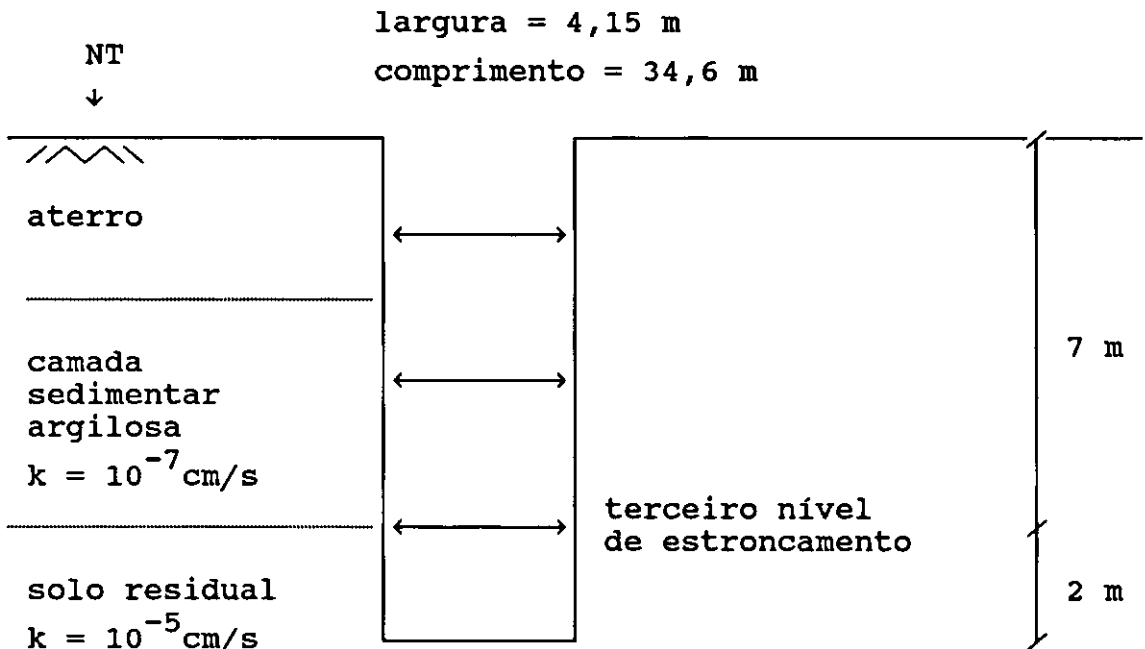
P = profundidade (m)

P_0 = profundidade da base da
camada sedimentar = 7m

B = largura da cava = 4,15m

L = comprimento da cava = 34,6m

Para a escavação até a profundidade de 9 metros seriam necessárias cerca de 45 horas. Este é o tempo correspondente a escavação de todo o comprimento da cava. Para a escavação de por exemplo 1/5 do comprimento da cava até 9 metros de profundidade cerca de 9 horas seriam suficientes, conforme mostrado na figura IV.12 . Considerando que a escavação do volume de solo entre o terceiro e quarto nível de estroncamento foi realizada por setores para evitar excessivos deslocamentos do equipamento, admitiu-se na análise uma faixa de tempo de escavação entre 12 horas (1/2 dia) e 24 horas (1 dia).



tempo de escavação após ultrapassar camada argilosa,
dada uma produção de escavação = $6,41 \text{ m}^2/\text{h}$:

- (1) 9 metros de profundidade
comprimento total

$$\begin{aligned} \text{volume} &= 2,0\text{m} \times 4,15\text{m} \times 34,6\text{m} \\ &= 287,2 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{tempo} = \frac{287,2}{6,41} = 44,8 \text{ hs}$$

- (2) 9 metros de profundidade
1/5 do comprimento

$$\text{volume} = 57,4 \text{ m}^3$$

$$\text{tempo} = 8,9 \text{ hs}$$

FIGURA IV.12 - PERFIL ESQUEMÁTICO PARA AVALIAÇÃO
DO TEMPO DE ESCAVAÇÃO.

IV.4.6 - Definição dos parâmetros do solo

A percolação d'água através do solo residual e a dissipação do excesso de pressão d'água na região influenciada pela escavação são modelados pelo programa em função do coeficiente de permeabilidade (k) e do produto entre o coeficiente de variação volumétrica e o peso específico da água ($m_v \cdot \gamma_w$).

O coeficiente de variação volumétrica, o coeficiente de permeabilidade e o coeficiente de adensamento (c_v) se relacionam segundo a equação IV.4 .

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (\text{IV.4})$$

O tempo que a escavação estará sujeita a condições transientes de fluxo, que representam as condições mais críticas, é função do coeficiente de adensamento do solo. Para uma mesma geometria, quanto maior o coeficiente de adensamento menos longa será a duração das condições transientes de fluxo e mais rapidamente será alcançada a condição estacionária.

O coeficiente de permeabilidade foi definido anteriormente no item III.3.4 como igual a 10^{-7} m/s .

Para um solo com as características do solo residual encontrado no local, uma areia fina siltosa pouco argilosa, são típicos valores de m_v entre $2 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$ e $5 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$. Estes são valores relativos a processos de compressão. O caso em estudo, tratando-se de uma escavação, caracteriza-se como um processo de expansão, para o qual são previstos valores de coeficiente de variação volumétrica entre 5 e 10 vezes menores que os previstos para compressão, EHRLICH (1987). Esta relação implica limites entre $2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{kN}$ e $10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$ para o valor previsto para o solo em questão.

Estes valores de m_v correspondem respectivamente a valores de c_v entre $0,005 \text{ m}^2/\text{s}$ ($50 \text{ cm}^2/\text{s}$) e $0,001 \text{ m}^2/\text{s}$ ($10 \text{ cm}^2/\text{s}$), para uma permeabilidade $k = 10^{-7} \text{ m/s}$.

IV.4.7 - Resultados da análise de fluxo transiente

Foram realizadas análises para valores de coeficiente de variação volumétrica $m_v = 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$ (correspondente a $c_v = 0,001 \text{ m}^2/\text{s}$) e $m_v = 2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{kN}$ (correspondente a $c_v = 0,005 \text{ m}^2/\text{s}$) para tempos de 1/2 dia e 1 dia e para as profundidades de 8 e 9 metros. Foi utilizado um incremento de tempo igual a 168,75 segundos, que repetidos 512 vezes perfazem um tempo total de 1 dia.

Os resultados para a profundidade de 8 metros correspondentes aos tempos transientes de 1/2 dia e 1 dia

são apresentados na tabela IV.4 . Os gradientes amostrados referem-se aos locais apresentados na fig. IV.4 .

Os resultados para a profundidade de 9 metros correspondentes aos tempos transientes de 1/2 dia e 1 dia são apresentados na tabela IV.5, também referentes aos locais apresentados na fig. IV.4 . Os resultados relativos a profundidade de 9 metros são também apresentados sob a forma de equipotenciais nas figs. IV.13a e IV.13b para $m_v = 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$ e nas figs. IV.14a e IV.14b para $m_v = 2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{kN}$. As linhas freáticas indicadas nestas figuras foram estimadas com base na análise dos potenciais resultantes nos nós. Esta estimativa inclui a imprecisão correspondente à falta de ajuste iterativo da linha freática, ajuste este não realizado automaticamente pelo programa SEEPAGE.

Os valores indicados nas equipotenciais das figs. IV.13 e IV.14 têm a dimensão de metros e correspondem a valores absolutos de potencial hidráulico.

IV.5 - Comentário dos resultados do estudo de fluxo

A consideração de condições transientes de fluxo resultou em gradientes hidráulicos médios na faixa de 0,51 a 1,26, o que representa uma variação de cerca de 150 % , para a escavação a 9 metros de profundidade (tabela IV.5).

local	l(m)	GRADIENTE		HIDRÁULICO	
		$m_v=10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$		$m_v=2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{kN}$	
		1/2 dia	1 dia	1/2 dia	1 dia
1	1,00	0,73	0,65	0,48	0,40
2	1,00	1,37	1,15	0,84	0,68
3	1,41	1,26	1,06	0,78	0,62
4	1,00	1,28	1,06	0,74	0,59
5	1,00	0,95	0,78	0,55	0,42
6	1,00	0,93	0,76	0,50	0,38
7	1,00	0,92	0,75	0,51	0,37
8	1,00	1,25	1,02	0,67	0,48
9	1,41	1,27	1,05	0,70	0,49
10	1,00	1,27	1,05	0,70	0,49
gradiente médio		1,12	0,93	0,65	0,49

TABELA IV.4 - GRADIENTES RESULTANTES DA ANÁLISE DE FLUXO TRANSIENTE PARA A PROFUNDIDADE DE 8 METROS.

local	l(m)	GRADIENTE		HIDRÁULICO	
		$m_v=10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$		$m_v=2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{kN}$	
		1/2 dia	1 dia	1/2 dia	1 dia
1	1,00	0,84	0,70	0,50	0,41
2	1,00	1,50	1,22	0,88	0,69
3	1,41	1,44	1,16	0,84	0,64
4	1,00	1,44	1,15	0,77	0,59
5	1,00	1,08	0,86	0,59	0,44
6	1,00	1,04	0,82	0,52	0,39
7	1,00	1,05	0,83	0,54	0,39
8	1,00	1,42	1,13	0,71	0,50
9	1,41	1,35	1,08	0,70	0,48
10	1,00	1,44	1,15	0,74	0,51
gradiente médio		1,26	1,01	0,68	0,51

TABELA IV.5 - GRADIENTES RESULTANTES DA ANÁLISE DE FLUXO TRANSIENTE PARA A PROFUNDIDADE DE 9 METROS.

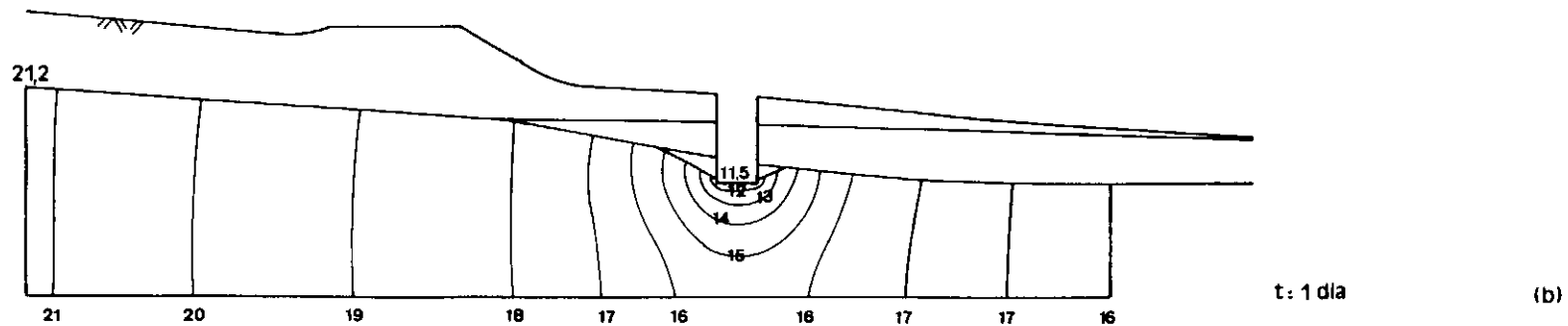
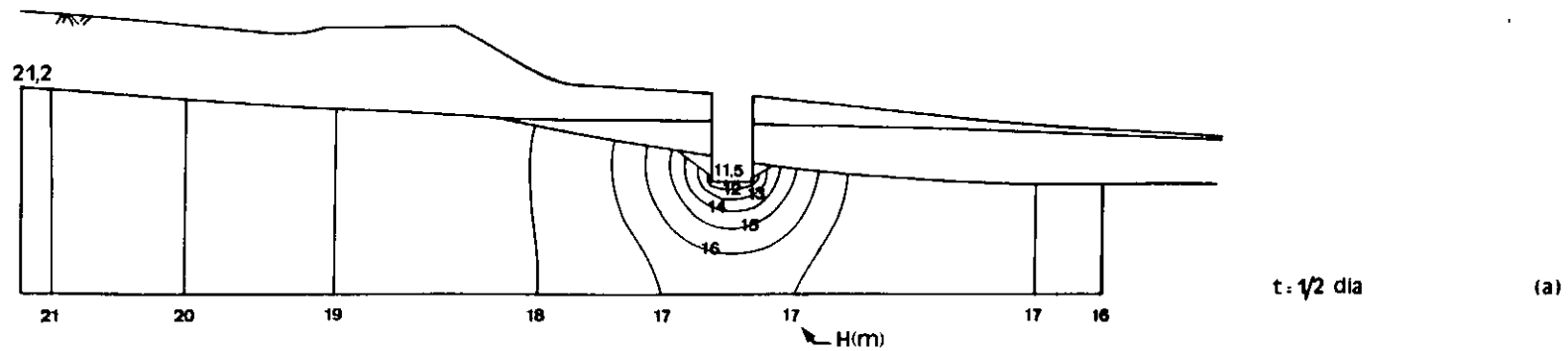


Fig: IV.13
Equipotenciais Resultantes de Análise Transiente para $m_v: 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$.

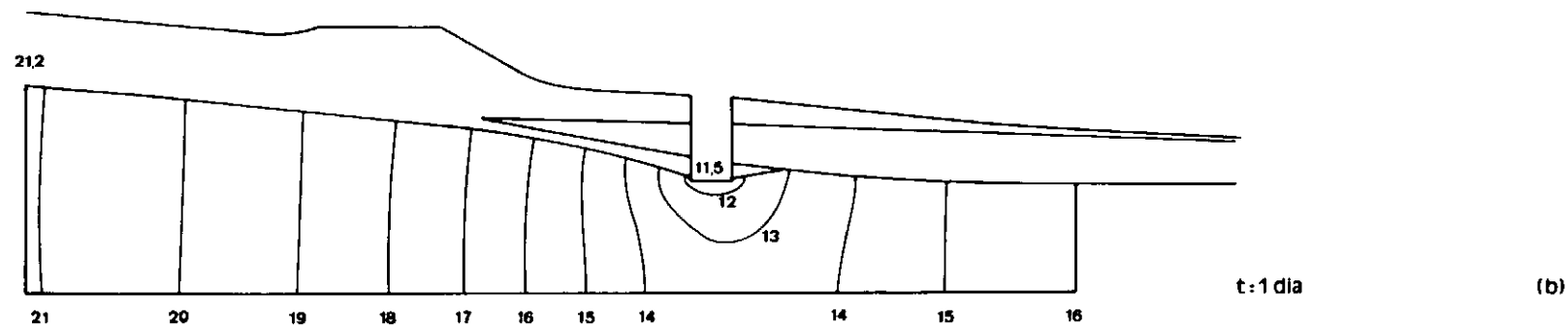
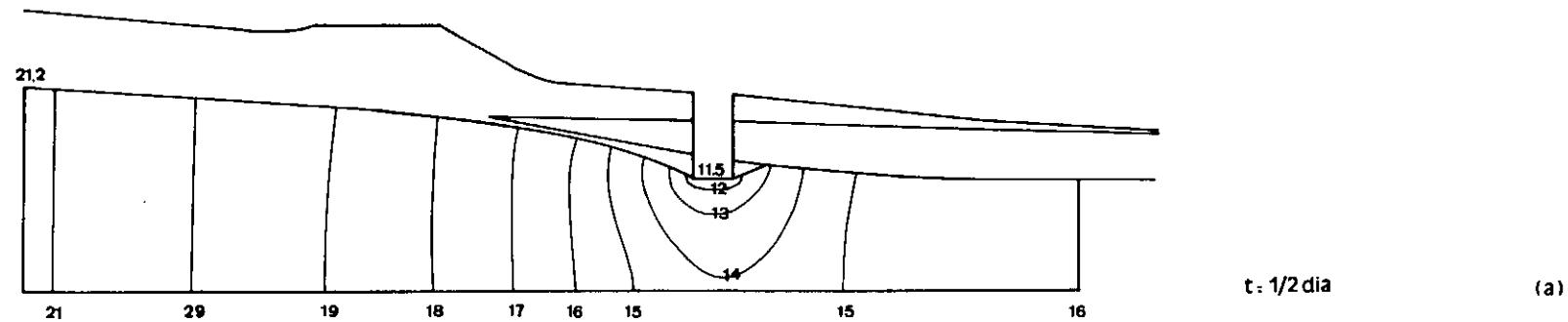


Fig: IV.14
Equipotenciais Resultantes de Análise Transiente para $mv: 2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{kN}$.

O menor valor, correspondente a análise considerando $m_v = 2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{kN}$ e $t = 1$ dia, praticamente coincide com o valor encontrado para condições estacionárias de fluxo, ver tabelas IV.1 (caso 1) e IV.5. Por outro lado, a consideração de um tempo (1/2 dia) e de um m_v maior ($10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$) resulta em um significativo aumento do gradiente hidráulico próximo ao fundo da escavação.

Para a escavação a 8 metros de profundidade os gradientes sob condições transientes mostraram-se em média 7 % inferiores aos obtidos para a profundidade de 9 metros.

Observou-se que a consideração de condições transientes de fluxo implicou em variações muito mais significativas no gradiente hidráulico do que as variações decorrentes de alterações no domínio de fluxo.

Uma avaliação da discrepância causada pela falta de ajuste da linha freática foi realizada para a condição $k = 10^{-5} \text{ cm/s}$, $m_v = 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$ e tempo = 1/2 dia. O resultado obtido inicialmente sem o ajuste da linha freática levou a gradientes próximos ao fundo da escavação cerca de 10% inferiores que os obtidos com o ajuste. Esta diferença, contrária à segurança, tende a aumentar com aumento do tempo considerado e a se tornar desprezível para tempos menores.

CAPÍTULO V

ANÁLISE DE ESTABILIDADE

CAPÍTULO V : ANÁLISE DE ESTABILIDADE

V.1 - Introdução

V.1.1 - Fatores influentes

A estabilidade de uma escavação escorada é condicionada por diversos fatores, os quais muitas vezes são dependentes entre si. As dimensões da escavação, por exemplo, não apenas definem o alívio de tensões a que estará sujeita a massa de solo como também influenciam o fluxo d'água induzido pela escavação.

Função das dimensões da escavação e do perfil geotécnico local, o fluxo d'água além de resultar diretamente em pressões d'água sobre a parede de contenção influencia as pressões efetivas no solo onde atua, sendo portanto decisivo para a resistência ao cisalhamento no caso de solos granulares.

Outros três fatores atuam de forma relacionada. As propriedades do solo, o controle do nível d'água e o tempo de escavação juntos vão caracterizar o tipo de solicitação a que estará submetido o solo. Uma solicitação não drenada é esperada quando o processo de dissipação de poro pressões for lento quando comparado à velocidade de escavação, o que é comum em escavações em depósitos argilosos, neste caso a condição crítica se dará a longo

prazo. Escavações em solos de maior permeabilidade ou então realizadas lentamente caracterizam uma solicitação drenada.

O sistema de escoramento, caracterizado por sua rigidez e pelo comprimento de ficha penetrante após o fundo da escavação, influencia a grandeza das movimentações da massa de solo escorada. A rapidez com que o escoramento é colocado após a escavação apresenta importância decisiva, pois as movimentações ocorridas antes do escoramento representam efeitos irreversíveis (EHRlich, 1987).

A ocorrência de camada de alta resistência não muito abaixo do fundo da escavação e de uma possível ficha pode resultar em apreciável efeito estabilizador.

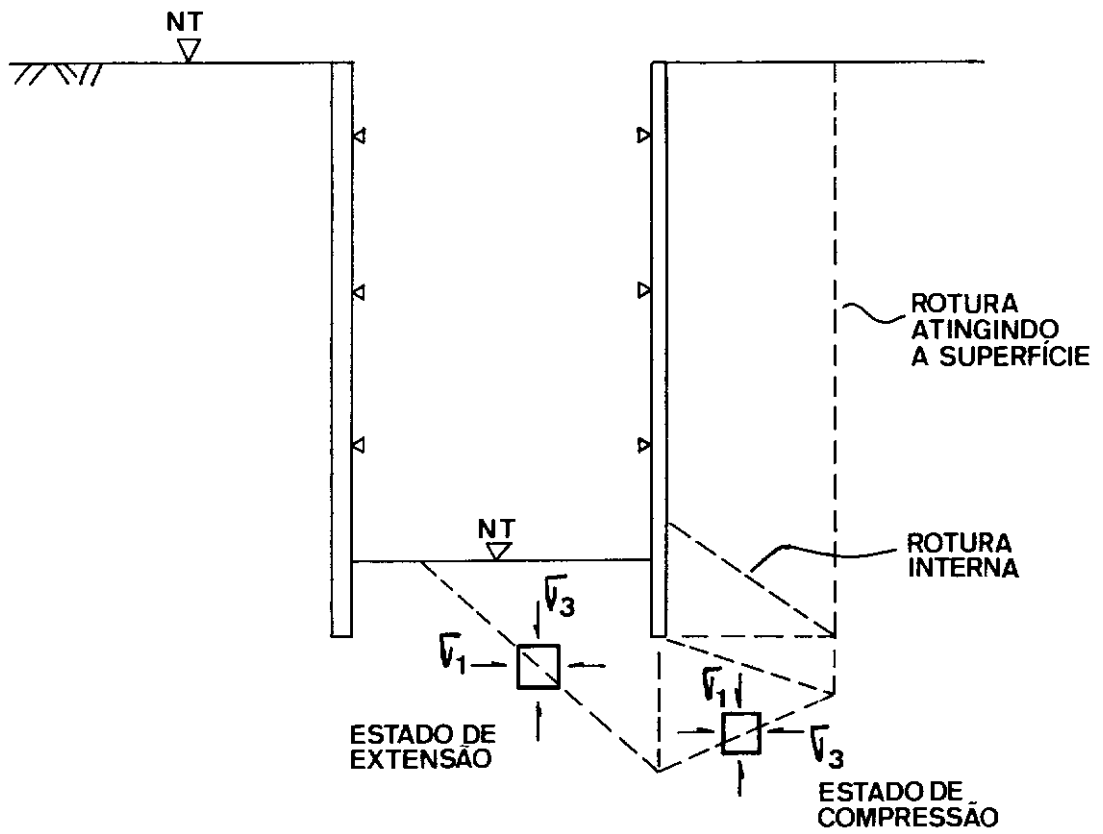
As complexas condições normalmente encontradas no estudo de escavações reais fazem com que as análises desses casos requeiram uma atenta interpretação dessas condições e uma cuidadosa metodologia de análise.

V.1.2 - Mecanismo de rotura

Um processo de rotura de fundo em uma escavação escorada pode inicialmente desenvolver-se independentemente do sistema de contenção. Isto é, o sistema não participa das fases iniciais do colapso, permanecendo indeslocável horizontalmente. Entretanto com o desenvolvimento do processo a rotura pode generalizar-se e envolver o escoramento.

Um esquema típico do processo de rotura é apresentado na fig. V.1 . O alívio de tensões promovido pela escavação, associado ou não ao fluxo d'água, resulta na rotura passiva do solo abaixo do fundo da escavação. O estado de tensão e deformação desta região caracteriza-se como um estado de extensão. A rotura desta região desconfina horizontalmente a massa de solo ao lado, que não sofreu alívio de tensão vertical. Esta região posicionada lateralmente e abaixo à escavação estará então submetida a um estado de compressão, possibilitando uma rotura ativa. Esta rotura pode limitar-se ao interior da massa de solo, caracterizando uma rotura interna, ou pode atingir a superfície externa à escavação (EHRLICH, 1987).

EHRLICH (1987), que estuda detalhadamente o processo de instabilização de fundo, denomina de rotura tipo I a rotura atingindo a superfície e de rotura tipo II a rotura interna. O citado autor também define um terceiro tipo de rotura denominada tipo III. A fig. V.2 apresenta esquemas dos três tipos de rotura. A rotura tipo III é caracterizada pela rotura isolada do fundo da escavação causada pelo fluxo d'água. A rotura tipo III envolve a princípio apenas a região sob o fundo da escavação, podendo ou não generalizar-se a seguir e envolver zonas mais amplas da massa de solo (rotura do material restante). Esta rotura generalizada poderá ficar restrita ao interior do solo ou atingir a superfície externa à escavação.



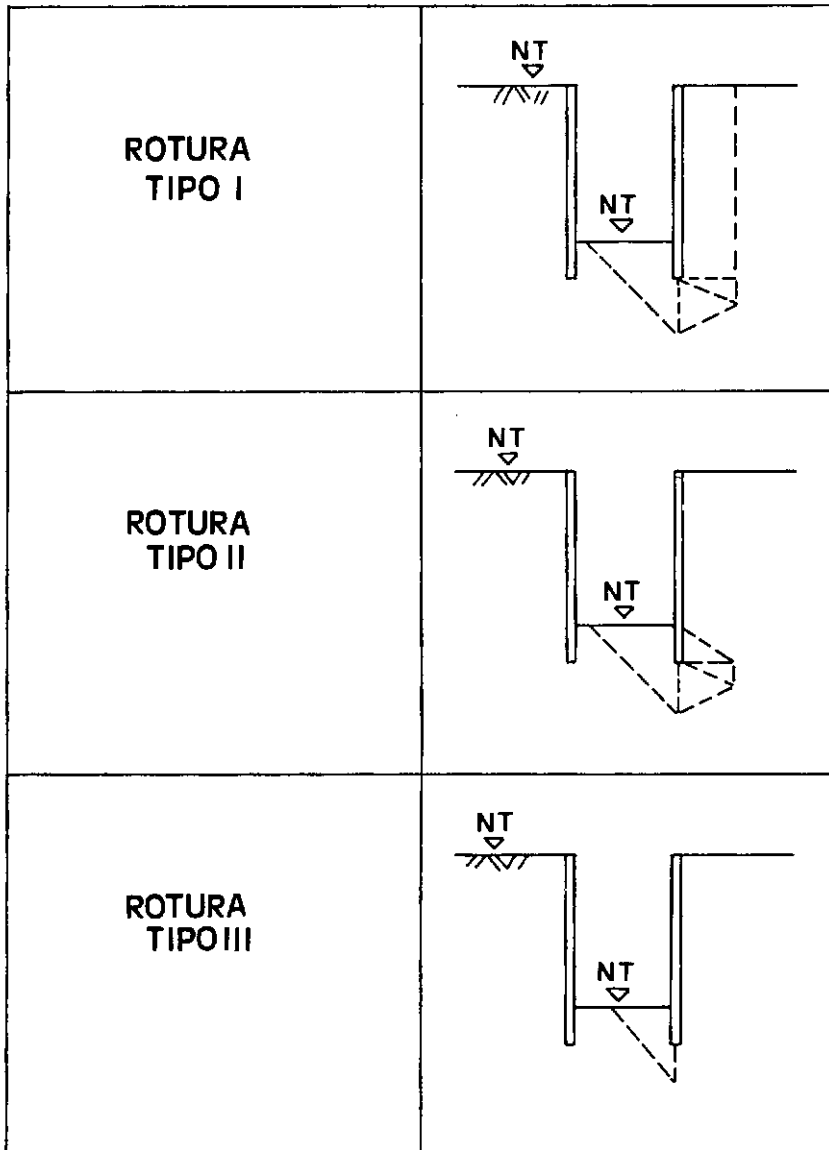


Fig: V.2 Tipos de Roturas , EHRlich (1987).

V.1.3 - Apresentação do método

Na análise da estabilidade de fundo da escavação em estudo foi utilizado método proposto por EHRLICH (1987). O método se baseia na análise limite cinemática e utiliza o mecanismo de rotura apresentado na fig. V.1 .

Uma análise limite cinemática tem por fundamento o teorema do limite superior, o qual garante que em um meio perfeitamente plástico o escoamento sempre ocorre se as condições de carregamento e as forças de massa determinam no meio um campo de velocidade instável e cinematicamente admissível.

Por outro lado, uma análise limite estática tem por fundamento o teorema do limite inferior, o qual garante que em um meio perfeitamente plástico o escoamento não ocorre se atua neste meio um campo de tensões estaticamente estável admissível.

A modelagem utilizada no método proposto em EHRLICH (1987) obedece unicamente às condições do teorema do limite superior (análise cinemática). Dessa forma, sob o ponto de vista teórico, os fatores de segurança calculados utilizando o método apresentam-se como um limite superior ao valor real.

Análises de casos reais utilizando o método e apresentadas no citado trabalho apresentaram resultados coerentes com o comportamento observado em diversas escavações.

O método geral implementado por Ehrlich na forma computacional através do programa AROFU possibilita a análise de escavações em solos não homogêneos com coesão variável com a profundidade, sob solicitação drenada e/ou não drenada. No caso de análise não drenada esta pode ser realizada por tensões totais ou por tensões efetivas. Escavações submetidas a fluxo d'água podem ter o efeito instabilizador deste considerado através de uma malha de potenciais hidráulicos que deve ser fornecida ao programa. O modelo permite também a consideração do efeito estabilizador de fichas rígidas e de camada de alta resistência pouco abaixo da escavação.

O programa admite a diferenciação de três regiões na massa de solo, representadas pelas zonas A, B e C. Para cada zona devem ser adotados densidades e ângulos de atrito constantes, permitindo-se entretanto a variação da coesão linearmente com a profundidade. A fig. V.3 define as zonas A, B e C e apresenta as variáveis envolvidas na solução pelo programa AROFU. A utilização e funcionamento do programa são explicados com detalhes em EHRLICH (1987).

V.2 - A aplicação do programa AROFU

V.2.1 - Dados de entrada e saída do programa

O programa AROFU necessita para a análise da estabilidade de fundo de uma dada escavação dos seguintes dados:

- (a) dados geométricos : profundidade e largura da escavação, comprimento da ficha e profundidade da camada resistente;
- (b) valor e largura do carregamento externo, se existente;
- (c) peso específico do solo, homogêneo ou diferenciado para as zonas A, B e C ;
- (d) coesão do solo, constante ou variando uniformemente com a profundidade, para as três zonas possíveis;
- (e) ângulo de atrito do solo, para as três zonas possíveis;
- (f) parâmetros de controle das iterações automáticas do programa;
- (g) malha de carga hidráulica total, definindo abscissas e ordenadas dos pontos, carga total de água atuante nos pontos e locação da malha em relação à geometria da escavação.

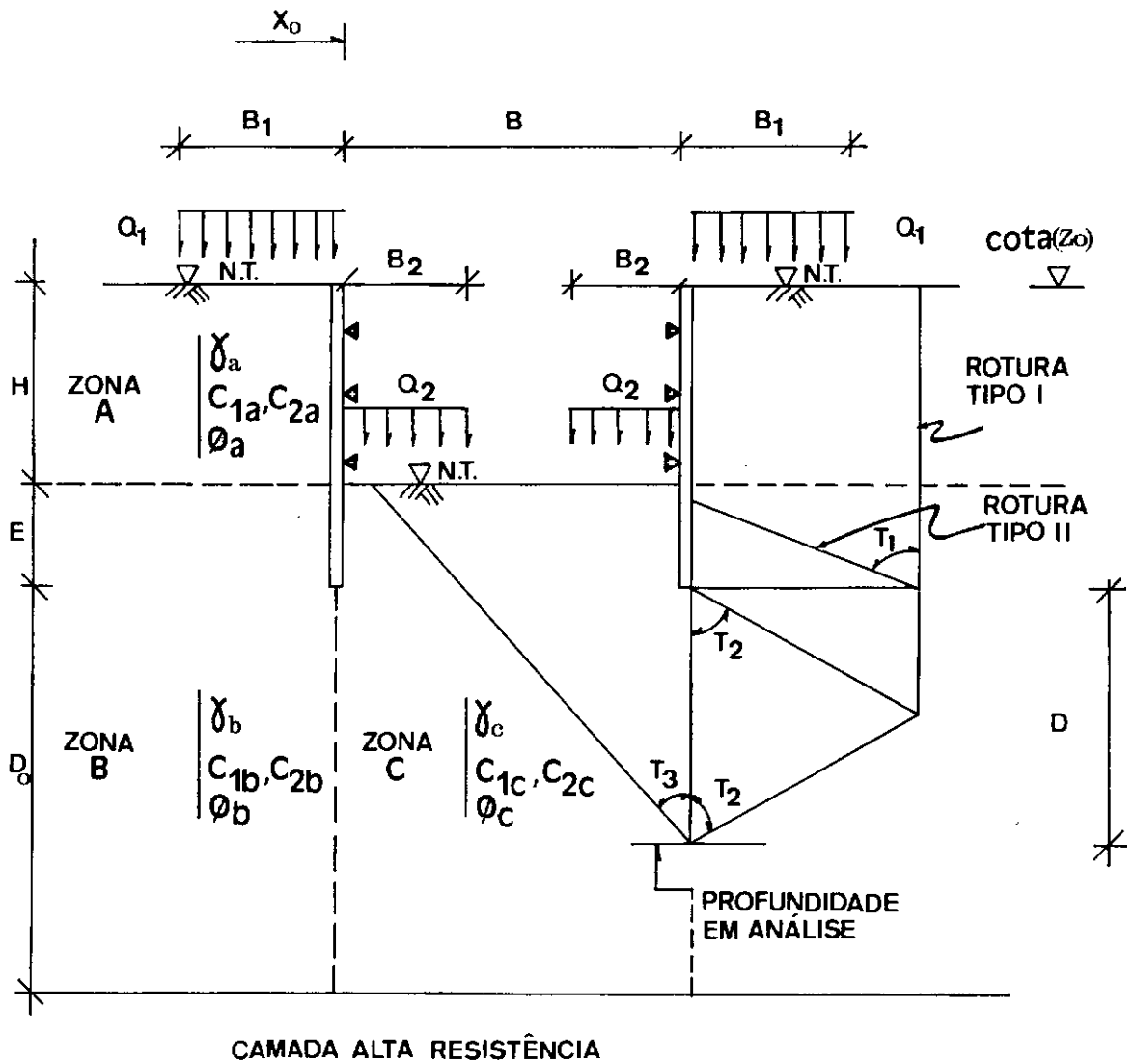
Os valores do carregamento externo, da coesão e do peso específico devem ser fornecidos ao programa previamente divididos pelo peso específico da água, de forma a compatibilizar estes valores com o efeito do fluxo d'água.

Como resultados o programa fornece o fator de segurança para os diversos tipos de rotura, caracteriza a geometria das roturas e apresenta os gradientes hidráulicos médios nas regiões envolvidas. Para o caso de rotura tipo III o programa apresenta a opção de analisar ou não a rotura do material restante.

V.2.2 - Definição da geometria e dos parâmetros do solo

Com base nos parâmetros definidos no capítulo III e apresentados na fig. III.6 foi traçado o perfil de resistência apresentado na fig. V.4 . Para a pequena faixa de solo coluvionar foram adotados parâmetros semelhantes aos da camada de aterro sobrejacente.

Na fig. V.5 é apresentada a geometria típica utilizada nas análises. Nesta geometria estão definidos uma camada de alta resistência a 20 metros de profundidade e um comprimento de ficha nulo. Nas análises desconsiderou-se a influência dos perfis metálicos penetrantes no terreno abaixo do fundo da escavação a intervalos de 1,90 metros.



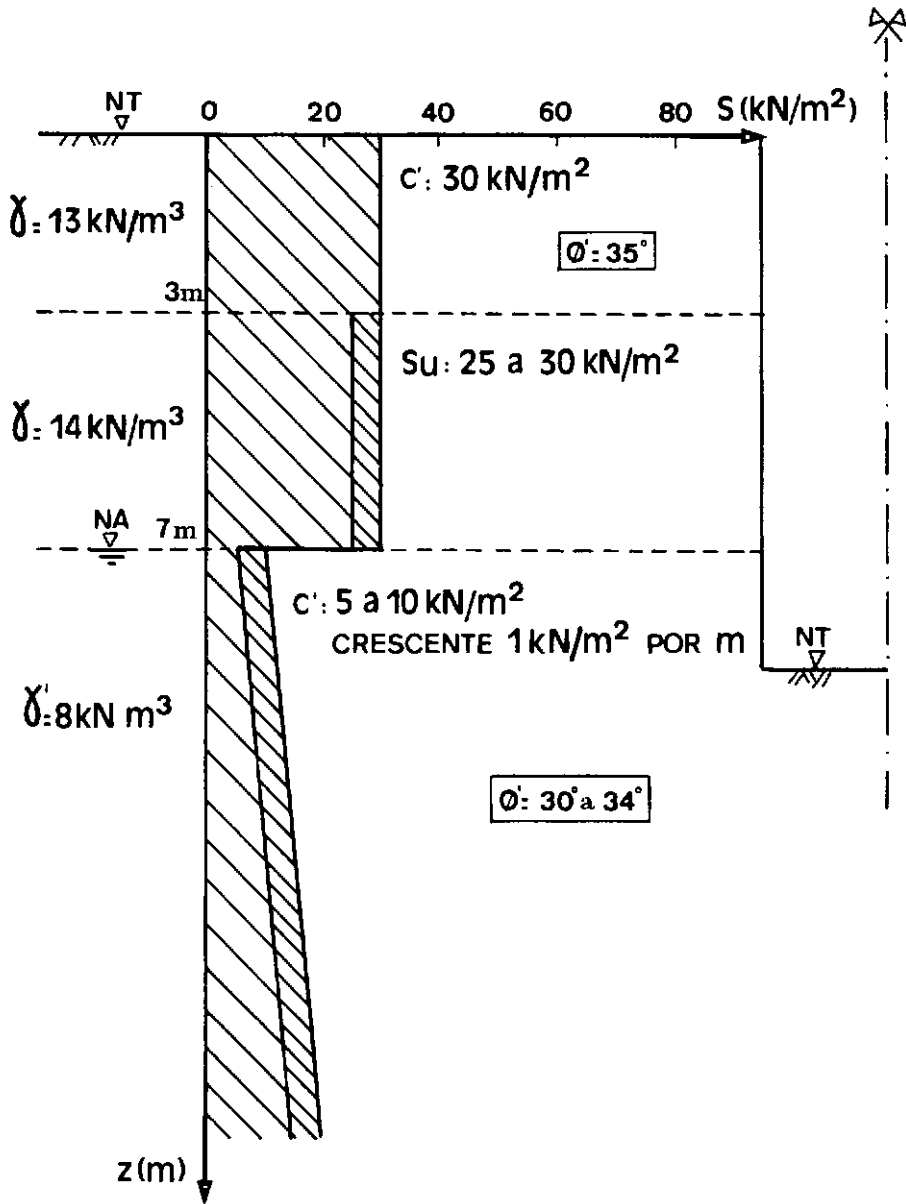


Fig: V.4 Perfil de Resistência Avaliado para o Local da Escavação.

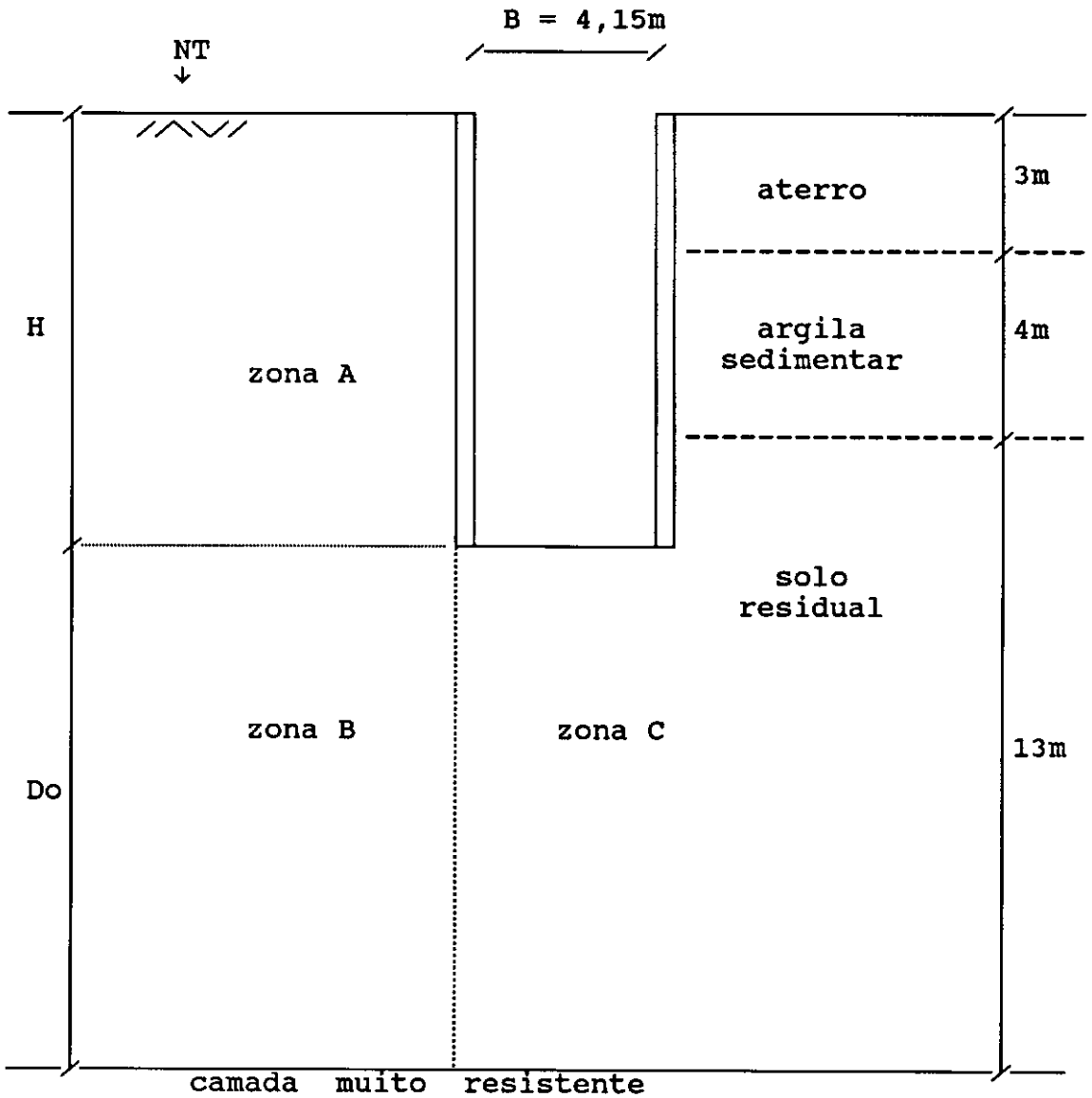


FIGURA V.5 - GEOMETRIA TÍPICA PARA ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE FUNDO DA ESCAVAÇÃO PELO PROGRAMA AROFU.

Na tabela V.1 apresenta-se os parâmetros adotados para as zonas A, B e C para a análise de roturas que atinjam a superfície externa à escavação (modelo tipo I). Neste caso a superfície potencial de rotura atinge a camada sedimentar.

Os parâmetros da zona A foram estabelecidos através da ponderação dos parâmetros dos solos das camadas envolvidas na rotura.

Para a zona B, localizada em solo residual, adotou-se um peso específico efetivo de 8 kN/m^3 e um ângulo de atrito entre 30° e 34° . Considerou-se que a camada de solo residual apresenta coesão crescente com a profundidade na razão de 1 kN/m^2 por metro e o valor de 5 a 10 kN/m^2 a 9 metros de profundidade.

Para a zona C, localizada em solo residual abaixo do fundo da cava, adotou-se um peso específico ligeiramente menor que o adotado para a zona B, em função do estado de desconfinamento a que esta região foi submetida. Pelos mesmos motivos admitiu-se uma coesão nula na superfície do fundo da escavação, porém crescente com a profundidade na mesma razão que a zona B.

Verificou-se nas análises que as roturas tipo II (roturas internas) não atingem a camada sedimentar argilosa. Neste caso a superfície potencial de rotura envolve apenas solo residual. De forma a adotar parâmetros

realísticos para os solos envolvidos no processo de rotura as análises de roturas tipo II foram conduzidas da seguinte forma:

- (a) adotou-se para a zona A parâmetros próprios do solo residual;
- (b) as camadas de argila sedimentar e de aterro foram substituídas por uma sobrecarga de peso equivalente.

Na tabela V.2 apresenta-se os parâmetros adotados para as zonas A, B e C para a análise de roturas tipo II, restritas ao interior da massa de solo, para as diferentes profundidades de escavação.

Nas fig.s V.6 e V.7 apresentam-se as condições básicas de parâmetros e as geometrias consideradas para a análise da escavação a 9 metros de profundidade.

Em cada análise realizada foram estudados os três tipos de rotura: tipo I, tipo II e tipo III. Nas roturas tipo III efetuou-se também a análise do material restante.

A análise de roturas tipo III inicialmente independem dos parâmetros adotados para as zonas A e B. Entretanto para a análise do material restante de uma rotura tipo III segundo o modelo tipo I (rotura atinge superfície externa) são apropriados os parâmetros adotados para análise de rotura tipo I (tabela V.1), enquanto que para a análise do material restante segundo o modelo tipo II (rotura interna) são apropriados os parâmetros adotados

parâmetro	prof.	zona A	zona B	zona C
peso específico efetivo	8 m	12,9	8,0	6,0
	9 m	12,3		
	10 m	11,9		
	12 m	11,3		
resistência não drenada	8 m	30 a 40	—	—
	9 m			
	10 m			
	12 m			
resistência drenada	8 m	—	$c' = (5+1z)$ $a(10+1z)$ $\phi' = 30^\circ \text{ a } 34^\circ$	$c' = (0+1z)$ $\phi' = 30^\circ \text{ a } 34^\circ$
	9 m			
	10 m	—	$c' = (10+1z)$ $\phi' = 30^\circ \text{ a } 34^\circ$	$c' = (0+1z)$ $\phi' = 30^\circ \text{ a } 34^\circ$
	12 m	—	$c' = (12+1z)$ $\phi' = 30^\circ \text{ a } 34^\circ$	$c' = (0+2z)$ $\phi' = 30^\circ \text{ a } 34^\circ$

obs: peso específico em kN/m^3

S_u e c' em kN/m^2

z em metros = prof. a partir do fundo da escavação.

QUADRO V.1 - PARÂMETROS ADOTADOS PARA ANÁLISE TIPO I.

parâmetro	prof.	zona A	zona B	zona C
peso específico efetivo	8 m	8,0	8,0	6,0
	9 m			
	10 m			
	12 m			
resistência drenada	8 m	$c' = 5 \text{ a } 10$ $\phi' = 30^\circ \text{ a } 34^\circ$	$c' = (5+1z)$ $\text{a}(10+1z)$ $\phi' = 30^\circ \text{ a } 34^\circ$	$c' = (0+1z)$ $\phi' = 30^\circ \text{ a } 34^\circ$
	9 m			
	10 m	$c' = 10$ $\phi' = 30^\circ \text{ a } 34^\circ$	$c' = (10+1z)$ $\phi' = 30^\circ \text{ a } 34^\circ$	$c' = (0+1z)$ $\phi' = 30^\circ \text{ a } 34^\circ$
	12 m	$c' = 12$ $\phi' = 30^\circ \text{ a } 34^\circ$	$c' = (12+1z)$ $\phi' = 30^\circ \text{ a } 34^\circ$	$c' = (0+2z)$ $\phi' = 30^\circ \text{ a } 34^\circ$

obs: peso específico em kN/m^3

c' em kN/m^2

z em metros: prof. a partir do fundo da escavação.

QUADRO V.2 - PARÂMETROS ADOTADOS PARA ANÁLISE TIPO II.

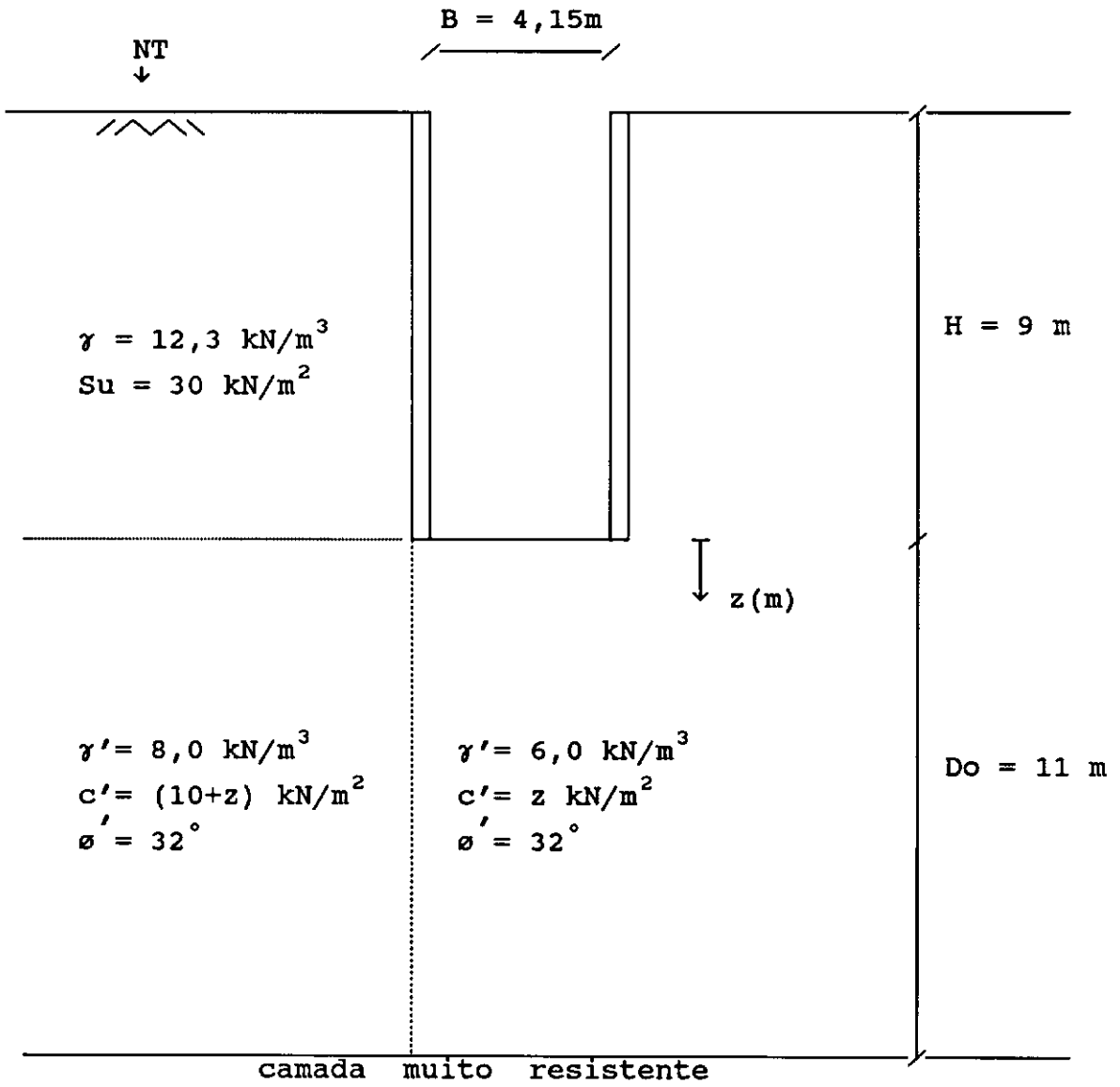


FIGURA V.6 - CONDIÇÃO BÁSICA DE PARÂMETROS
E GEOMETRIA CONSIDERADA PARA ANÁLISE
DE ROTURAS TIPO I.

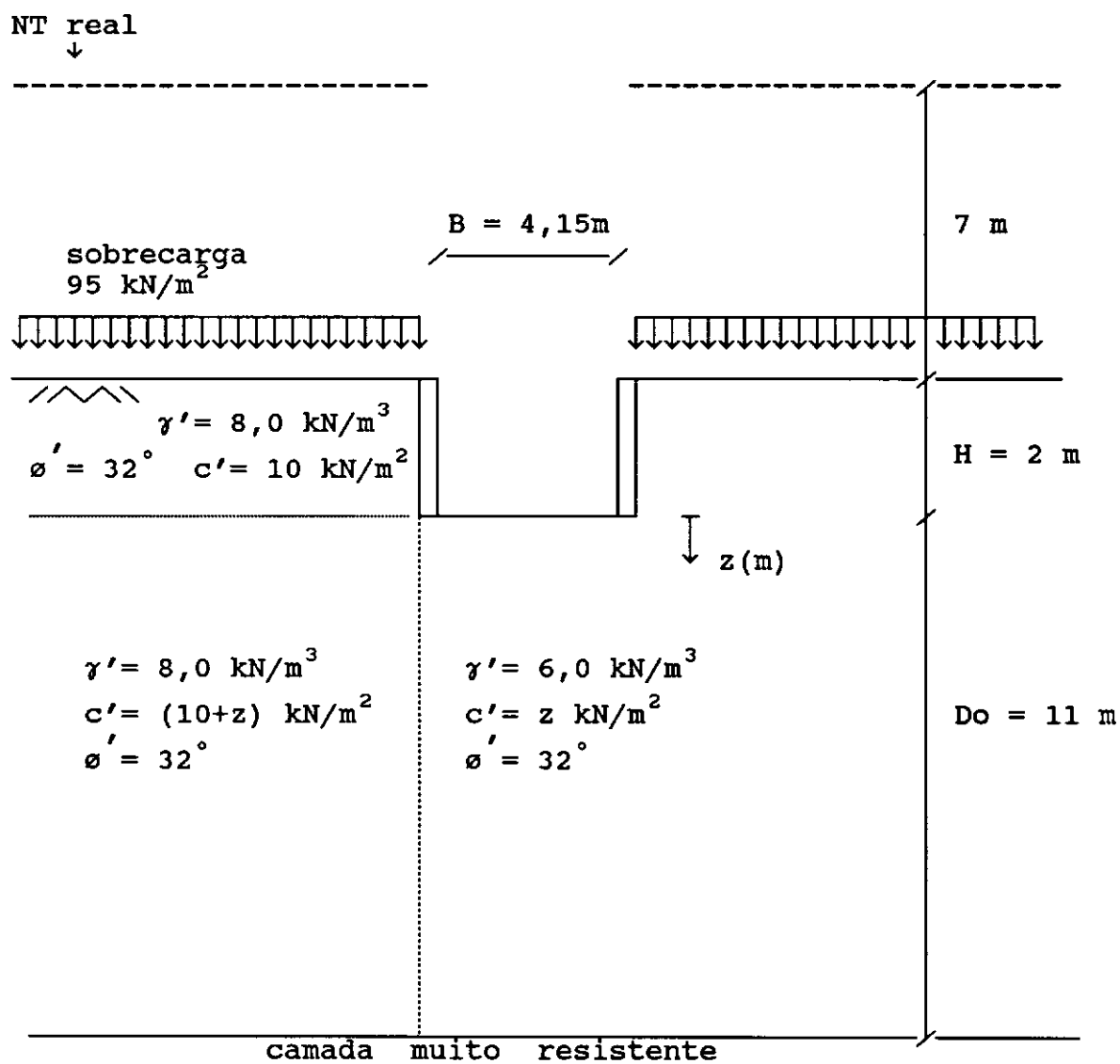


FIGURA V.7 - CONDIÇÃO BÁSICA DE PARÂMETROS E GEOMETRIA CONSIDERADA PARA ANÁLISE DE ROTURAS TIPO II.

para análise de rotura tipo II (tabela V.2).

V.3 - Consideração das condições de fluxo no tempo

Para estudar a influência da variação do fluxo no tempo foram definidas cinco condições de fluxo, quatro condições relativas ao fluxo transiente e uma ao fluxo estacionário. As quatro condições de fluxo transiente correspondem as apresentadas no item IV.4.7 , onde foram estabelecidas análises de fluxo transiente considerando os seguintes casos:

(1) coef. de variação volumétrica = $m_v = 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$
tempo de escavação = 1/2 dia (12 horas ou 43200s)

(2) $m_v = 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$
tempo de escavação = 1 dia (24 horas ou 86400s)

(3) $m_v = 2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{kN}$
tempo de escavação = 1/2 dia

(4) $m_v = 2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{kN}$
tempo de escavação = 1 dia

Caso se considere não o tempo físico mas um fator tempo, representativo da parcela de excesso de pressão dissipada em um determinado tempo em relação ao excesso de

pressão inicial em um tempo zero, tem-se como comparar estas quatro condições.

Definindo fator tempo, grandeza adimensional, como:

$$T = \frac{k}{\gamma_w m_v} \frac{t}{Hd^2}$$

onde: k = coeficiente de permeabilidade
 γ_w = peso específico da água
 m_v = coeficiente de variação volumétrica
 t = tempo
 Hd = distância de drenagem

no presente caso:

$$k = 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$m_v = (2 \times 10^{-6} \text{ a } 10^{-5}) \text{ m}^2/\text{kN}$$

Calculando o fator tempo (T) para as quatro condições de fluxo transiente encontra-se:

$$(1) T = \frac{10^{-7} \text{ m/s}}{10 \text{ kN/m}^3 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}} \cdot \frac{43200 \text{ s}}{[Hd(\text{m})]^2}$$

$$= \frac{43,2}{Hd^2}$$

$$(2) T = \frac{10^{-7}}{10 \cdot 10^{-5}} \cdot \frac{86400}{Hd^2} = \frac{86,4}{Hd^2}$$

$$(3) \quad T = \frac{10^{-7}}{10 \cdot 2 \times 10^{-6}} \cdot \frac{43200}{Hd^2} = \frac{216}{Hd^2}$$

$$(4) \quad T = \frac{10^{-7}}{10 \cdot 2 \times 10^{-6}} \cdot \frac{86400}{Hd^2} = \frac{432}{Hd^2}$$

Admitindo-se que a distância de drenagem (Hd) se mantém constante pode-se expressar os fatores tempo calculados anteriormente em função de uma constante K ,

considerando $K = \frac{10^{-2}}{[Hd(m)]^2}$ resultaria:

condição (1) : $T = 0,4 \text{ K}$

condição (2) : $T = 0,9 \text{ K}$

condição (3) : $T = 2,2 \text{ K}$

condição (4) : $T = 4,3 \text{ K}$

Dessa forma a condição (3) , que considera $m_v = 2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{kN}$ e tempo = 1/2 dia , corresponde a um fator tempo cinco vezes maior que o correspondente a condição (1) , que considera $m_v = 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$ e tempo = 1/2 dia. Ou seja, as condições de fluxo relativas à condição (3) representam um tempo transiente de cinco vezes o tempo relativo à condição (1).

O tempo necessário à condição estacionária, isto é, o tempo necessário para a estabilização das pressões d'água segundo o regime de fluxo estacionário, é teoricamente infinito.

Um esquema agrupando as cinco condições de fluxo inseridas em um processo hipotético de rebaixamento de linha freática é apresentado na fig. V.8 .

A partir dos resultados da análise de fluxo apresentada no capítulo IV foram preparadas cinco malhas da carga total de água para realização da análise de estabilidade segundo cada uma das condições de fluxo. Foi também analisada a estabilidade da escavação para a condição de fluxo nulo, para tal considerou-se a situação hipotética da cava estar cheia d'água, com o nível freático a 3 metros de profundidade.

Na análise transiente não considerou-se a influência do alívio de pressões totais, proporcionado pela escavação, sobre as poro pressões na camada residual. Este efeito se considerado tenderia a atenuar as pressões hidráulicas resultantes da condição de fluxo a curto prazo. Entretanto, a influência deste efeito no caso deve ter sido pequena, em vista de sua mobilização e dissipação, diversamente do fluxo d'água, desenvolverem-se ao longo de todo o processo de escavação. A fase de importância do fluxo d'água ocorre somente após a escavação atravessar a camada de argila sedimentar, a 7 m de profundidade.

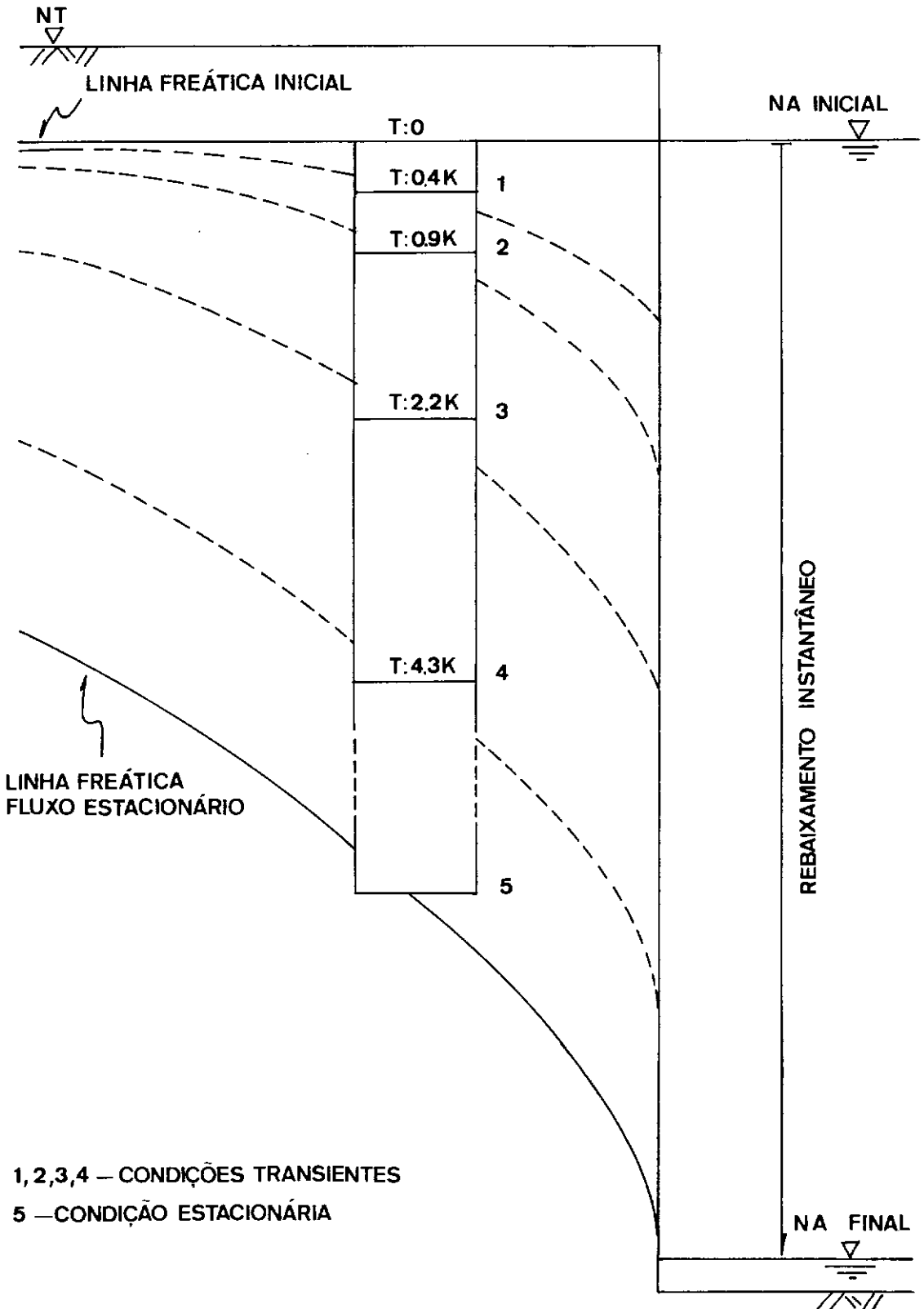


Fig: V.8 Esquema Hipotético de Rebaixamento de Linha Freática.

V.4 - Análises realizadas

V.4.1 - Verificação da influência do domínio de fluxo

Verificou-se a influência da variação do domínio de fluxo na análise de estabilidade, tabela V.3 , variação esta que corresponde a variação de domínio estudada nos itens IV.3.3 e IV.3.4 .

Este estudo foi realizado para a condição estacionária de fluxo e utilizou a condição básica de parâmetros definida nas figs. V.6 e V.7, respectivamente para a análise de roturas tipo I e roturas tipo II. Para análises a 12 metros de profundidade considerou-se os parâmetros correspondentes apresentados na tabela V.1 .

V.4.2 - Variação paramétrica

As tabelas V.4a, V.4b e V.4c relacionam os valores de resistência ao cisalhamento e peso específico do solo utilizados na análise paramétrica.

Para a profundidade de 9 metros foram realizadas seis análises para cada grupo de parâmetros: quatro relativas às condições de fluxo transiente, uma relativa ao fluxo estacionário e uma sem fluxo, supondo a cava cheia de água. Para a profundidade de 8 metros foram realizadas

n°	domínio de fluxo	profundidade
1	domínio caso 1	9 metros
2	domínio caso 1	10 metros
3	domínio caso 1	12 metros
4	domínio caso 3	9 metros
5	domínio caso 3	10 metros
6	domínio caso 3	12 metros
7	domínio caso 1 (mais raso)	9 metros
8	domínio caso 1 (mais fundo)	9 metros

TABELA V.3 - ANÁLISES REALIZADAS PARA AVALIAR INFLUÊNCIA DO DOMÍNIO DE FLUXO.

n	prof. (m)	parâmetros adotados				tipo de rotura estudada
			zona A	zona B	zona C	
1	8	γ	12,9	8,0	6,0	I
		c	30(*)	$10 + \frac{1}{32}z$	$1z$	
		ϕ		32°	32°	
		γ	8,0	8,0	6,0	II
		c	10	$10 + \frac{1}{32}z$	$1z$	
		ϕ	32°	32°	32°	
2	9	γ	12,3	8,0	6,0	I
		c	30(*)	$2 + 0,5z$	$0,5z$	
		ϕ		32°	32°	
		γ	8,0	8,0	6,0	II
		c	2	$2 + 0,5z$	$0,5z$	
		ϕ	32°	32°	32°	
3	9	γ	12,3	8,0	6,0	I
		c	30(*)	$5 + \frac{1}{32}z$	$1z$	
		ϕ		32°	32°	
		c	8,0	8,0	6,0	II
		γ	5	$5 + \frac{1}{32}z$	$1z$	
		ϕ	32°	32°	32°	
4	9	γ	12,3	8,0	6,0	I
		c	30(*)	$10 + \frac{1}{32}z$	$1z$	
		ϕ		32°	32°	
		γ	8,0	8,0	6,0	II
		c	10	$10 + \frac{1}{32}z$	$1z$	
		ϕ	32°	32°	32°	
5	9	γ	12,3	8,0	6,0	I
		c	30(*)	$15 + \frac{1}{32}z$	$2z$	
		ϕ		32°	32°	
		γ	8,0	8,0	6,0	II
		c	15	$15 + \frac{1}{32}z$	$2z$	
		ϕ	32°	32°	32°	

obs: γ em kN/m^3 , c em kN/m^2 , (*) resistência não drenada.

TABELA V.4a - VALORES DE PESO ESPECÍFICO E DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO PARA ANÁLISE PARAMÉTRICA.

n	prof. (m)	parâmetros adotados				tipo de rotura estudada
		zona A	zona B	zona C		
6	9	γ C \emptyset	12,3 30(*)	8,0 5 + $\frac{1}{2}z$ 30°	6,0 12° 30°	I
		γ C \emptyset	8,0 5° 30°	8,0 5 + $\frac{1}{2}z$ 30°	6,0 12° 30°	II
7	9	γ C \emptyset	12,3 30(*)	8,0 5 + $\frac{1}{2}z$ 34°	6,0 12° 34°	I
		γ C \emptyset	8,0 5° 34°	8,0 5 + $\frac{1}{2}z$ 34°	6,0 12° 34°	II
8	9	γ C \emptyset	12,3 30(*)	8,0 10 + $\frac{1}{2}z$ 30°	6,0 12° 30°	I
		γ C \emptyset	8,0 10° 30°	8,0 10 + $\frac{1}{2}z$ 30°	6,0 12° 30°	II
9	9	γ C \emptyset	12,3 30(*)	8,0 10 + $\frac{1}{2}z$ 34°	6,0 12° 34°	I
		γ C \emptyset	8,0 10° 34°	8,0 10 + $\frac{1}{2}z$ 34°	6,0 12° 34°	II

obs: γ em kN/m^3 c em kN/m^2

(*) resistência não drenada.

TABELA V.4b - VALORES DE PESO ESPECÍFICO E DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO PARA ANÁLISE PARAMÉTRICA.

n°	prof. (m)	parâmetros adotados				tipo de rotura estudada
			zona A	zona B	zona C	
10	9	γ c ϕ	12,3 25(*)	8,0 $10 + \frac{1}{32}z$	6,0 $1z$ 32°	I
11	9	γ c ϕ	12,3 35(*)	8,0 $10 + \frac{1}{32}z$	6,0 $1z$ 32°	I
12	9	γ c ϕ	12,3 40(*)	8,0 $10 + \frac{1}{32}z$	6,0 $1z$ 32°	I
13	10	γ c ϕ	11,9 30(*)	8,0 $10 + \frac{1}{32}z$	6,0 $1z$ 32°	I
		γ c ϕ	8,0 10 32°	8,0 $10 + \frac{1}{32}z$ 32°	6,0 $1z$ 32°	II
14	12	γ c ϕ	11,3 30(*)	8,0 $12 + \frac{1}{32}z$ 32°	6,0 $2z$ 32°	I
		γ c ϕ	8,0 $10 + 0,4$ 32°	8,0 $12 + \frac{1}{32}z$ 32°	6,0 $2z$ 32°	II

obs: γ em kN/m^3
c em kN/m^2

(*) resistência não drenada.

TABELA V.4c - VALORES DE PESO ESPECÍFICO E DE
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO
PARA ANÁLISE PARAMÉTRICA.

apenas as quatro análises sob condições transientes e para as profundidades de 10 e 12 metros apenas a análise sob condição estacionária.

As análises de número (2) a (5) apresentadas na tabela V.4a referem-se a variação paramétrica da coesão do solo residual. A faixa de variação foi de 2 kN/m^2 a 15 kN/m^2 .

As análises de (6) a (9) (tabela V.4b) e as análises (3) e (4) permitem o estudo da influência da variação do ângulo de atrito do solo residual. A faixa de variação do ângulo de atrito nestas análises foi de 30° a 34° .

A análise (4) e as análises (10), (11) e (12) (tabela V.4c) possibilitam o estudo da influência da resistência ao cisalhamento da zona A . A faixa de variação de S_u nestas análises foi de 25 a 40 kN/m^2 .

As análises (1) e (4) e as análises (13) e (14) (tabela V.4c) mostram a evolução da estabilidade com a profundidade da escavação.

V.5 - Resultados da análise de estabilidade

V.5.1 - Influência do domínio de fluxo

Na fig. V.9 apresenta-se o estudo da influência da posição da fronteira impermeável. Este estudo foi realizado para a escavação a 9 metros de profundidade e sob regime de fluxo estacionário. Os resultados demonstram a pequena influência deste fator para a avaliação da estabilidade de fundo da escavação, dentro da faixa de variação considerada.

Na fig. V.10 apresenta-se o estudo da variação da extensão do domínio de fluxo à direita da escavação (casos 1 e 3, fig.IV.4), sob regime de fluxo estacionário. A variação resultou em pequenas alterações nos fatores de segurança calculados segundo análises realizadas para as profundidades de 9, 10 e 12 metros.

V.5.2 - Influência do fluxo no tempo

A consideração de condições transientes de fluxo levou a reduções significativas no fator de segurança à rotura de fundo. Análises realizadas para a condição básica de parâmetros do solo (tabela V.4a, n°4) indicaram uma redução de cerca de 40% no fator de segurança entre a condição estacionária e a condição transiente mais crítica.

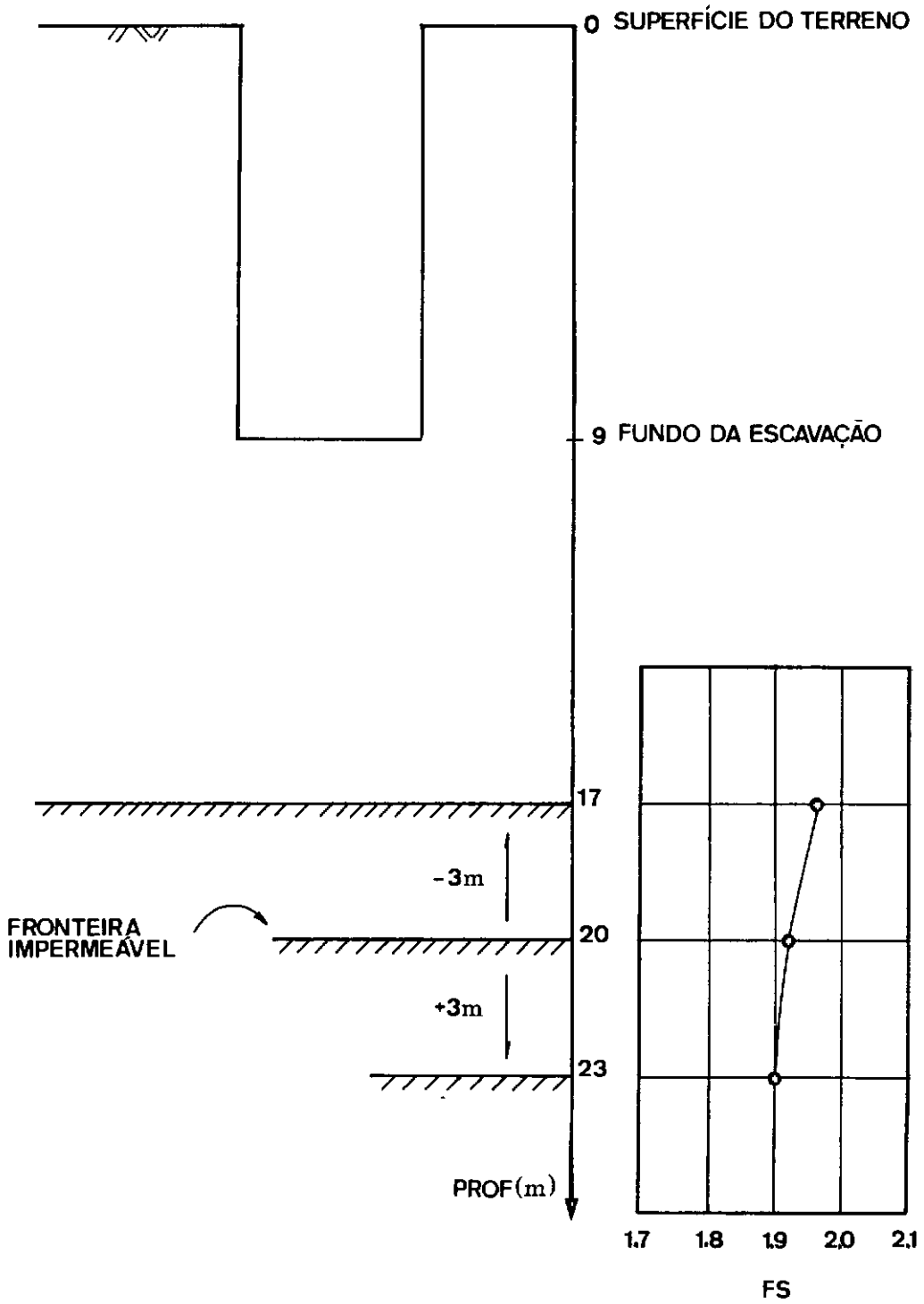


Fig: V.9 Influência da Posição da Fronteira Impermeável.

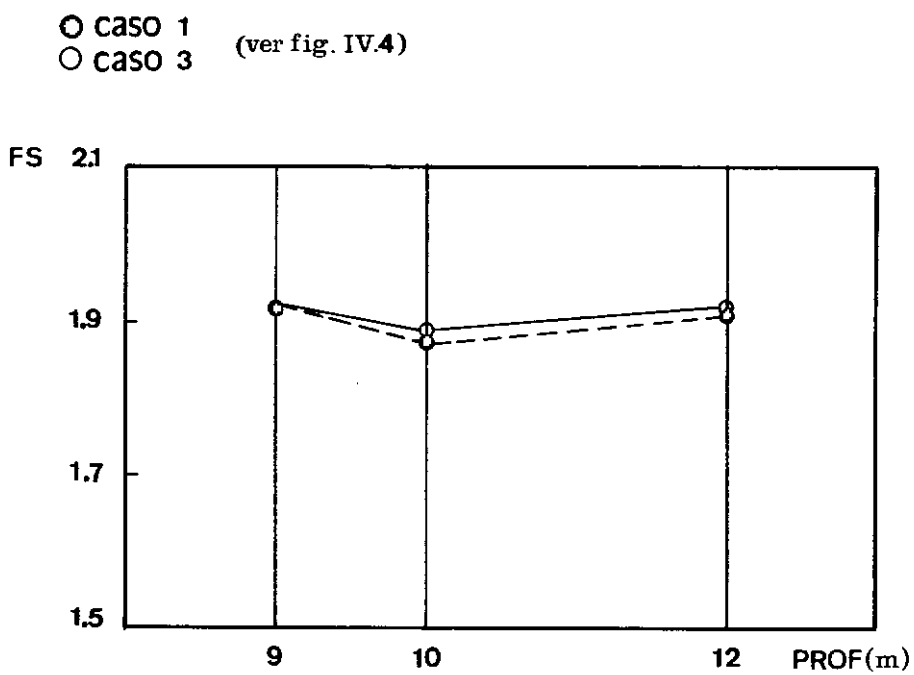


Fig: V.10 Influência da Extensão do Domínio de Fluxo.

Na fig. V.11 é apresentada a variação do fator de segurança (FS) para a escavação a 9 metros de profundidade segundo as quatro condições de fluxo transiente, condição de fluxo estacionário e condição sem fluxo. Nestas análises utilizou-se a condição básica de parâmetros. Observa-se na figura a grande variação de FS com a variação do fator tempo (T). Para um $T = 0,4 K$, correspondente a condição transiente (1) ($m_v = 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$ e $t = 1/2 \text{ dia}$), obteve-se um FS próximo a 1,1. As análises indicaram um mesmo FS para as condições estacionária e transiente (4) ($m_v = 2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{kN}$ e $t = 1 \text{ dia}$), este resultado é previsível visto a semelhança das condições de fluxo dos dois casos (ver comparação de gradientes hidráulicos no item IV.5).

Na fig. V.11 estão indicados os tipos de rotura mais críticos para cada condição de fluxo. Os pontos marcados com círculo vazio indicam os fatores de segurança do material restante de uma rotura tipo III. Neste caso o índice I indica uma rotura do material restante atingindo a superfície externa à escavação e o índice II indica uma rotura do material restante restrita ao interior da massa de solo.

Na fig. V.12 comparam-se os fatores de segurança obtidos para as condições transientes de fluxo para as profundidades de 8 e 9 metros e para as condições estacionárias de fluxo para as profundidades de 9, 10 e 12 metros. As análises foram realizadas utilizando os grupos de parâmetros (1), (4), (13) e (14) apresentados nas

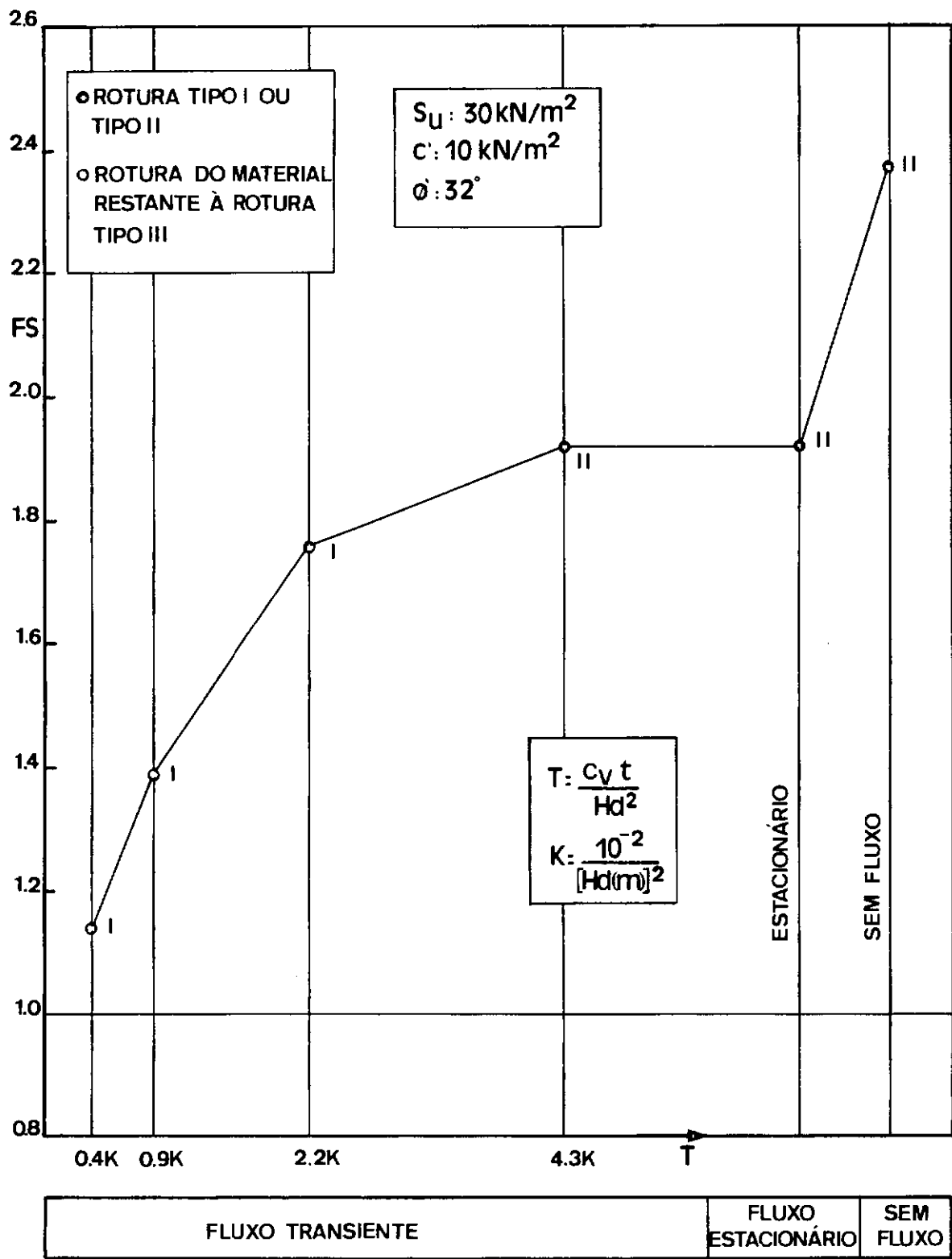


Fig: V.11 Variação de FS com o Fluxo no Tempo.

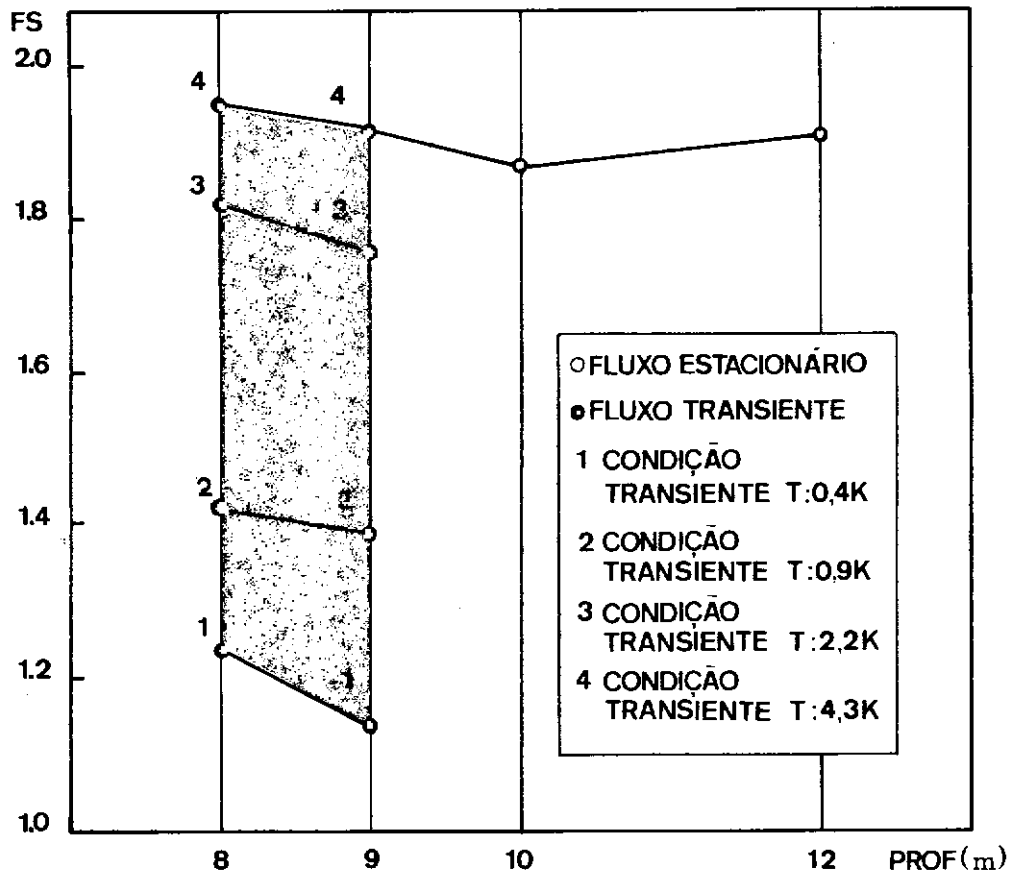


Fig: V.12 Evolução de FS com a Profundidade da Escavação.

tabelas V.4a e V.4c . A região sombreada representa a faixa de variação possível de FS dentre as condições transientes analisadas.

V.5.3 - Influência dos parâmetros do solo

A variação do parâmetro de resistência da camada sedimentar argilosa mantendo constante os demais parâmetros pouco influenciou o fator de segurança calculado. Este estudo é apresentado na fig. V.13 para as condições de fluxo estacionária e transiente correspondente a $T = 0,9 \text{ K}$ ($m_v = 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$ e $t = 1 \text{ dia}$).

Observa-se na fig. V.13 que para a condição estacionária o FS praticamente se manteve constante com a variação de S_u , o que pode ser explicado pelo fato da rotura tipo II que condicionou o FS nesta condição de fluxo não ser influenciada pela resistência da camada sedimentar. Para condições transientes de fluxo a variação de S_u resultou em alterações pouco significativas do fator de segurança.

A variação dos parâmetros de resistência drenada do solo residual foi feita separadamente para o ângulo de atrito e para a coesão.

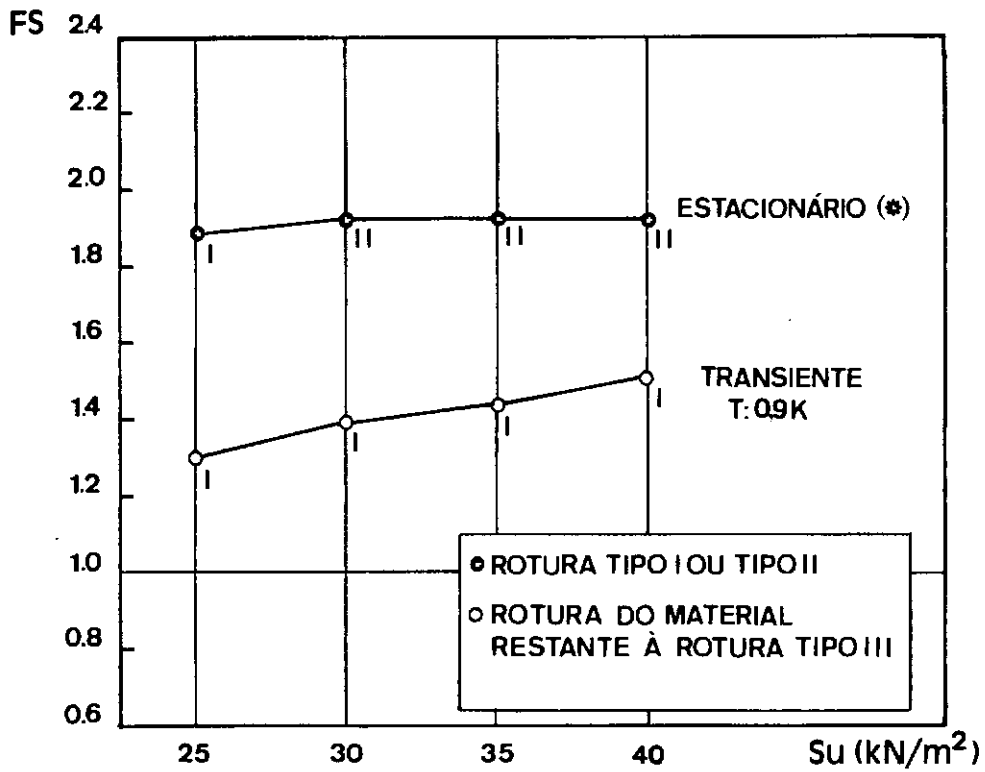
A variação do fator de segurança em função do ângulo de atrito efetivo é apresentada nas fig.s V.14 e

V.15, para condições de fluxo estacionário e transiente $T = 0,9 K$. A fig. V.14 corresponde a análises utilizando uma coesão efetiva de 10 kN/m^2 no topo da camada de solo residual enquanto a fig. V.15 se refere a análises considerando uma coesão de 5 kN/m^2 no topo da mesma camada.

Independente da coesão adotada a influência do ângulo de atrito sobre o FS mostrou-se pouco significativa, principalmente para condições mais críticas de fluxo, situações em que o fluxo ascendente de água tende a anular as tensões efetivas no solo.

A variação do fator de segurança em função da coesão efetiva do solo residual é apresentada na fig. V.16 para condições de fluxo estacionário e transiente $T = 0,9 K$. Variou-se a coesão das zonas B e C de 2 a 15 kN/m^2 mantendo um ângulo de atrito igual a 32° .

A coesão do solo residual apresentou significativa influência nos resultados do fator de segurança calculado. Independente da condição de fluxo a variação da coesão influenciou tanto roturas tipo I como roturas tipo II, precedidas ou não da rotura tipo III.



(*) inteiramente em solo residual

Fig: V.13 Variação de FS com a Resistência Não Drenada da Camada Sedimentar.

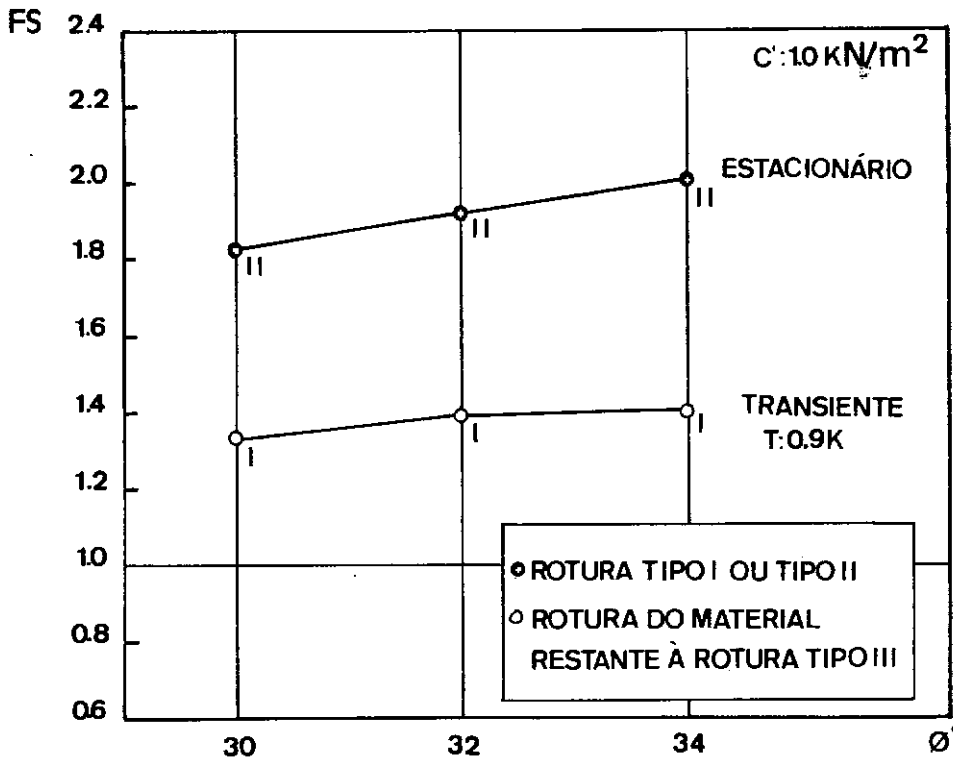


Fig.V.14 Variação de FS com o Ângulo de Atrito do Solo Residual, Coesão: 10 kN/m^2 .

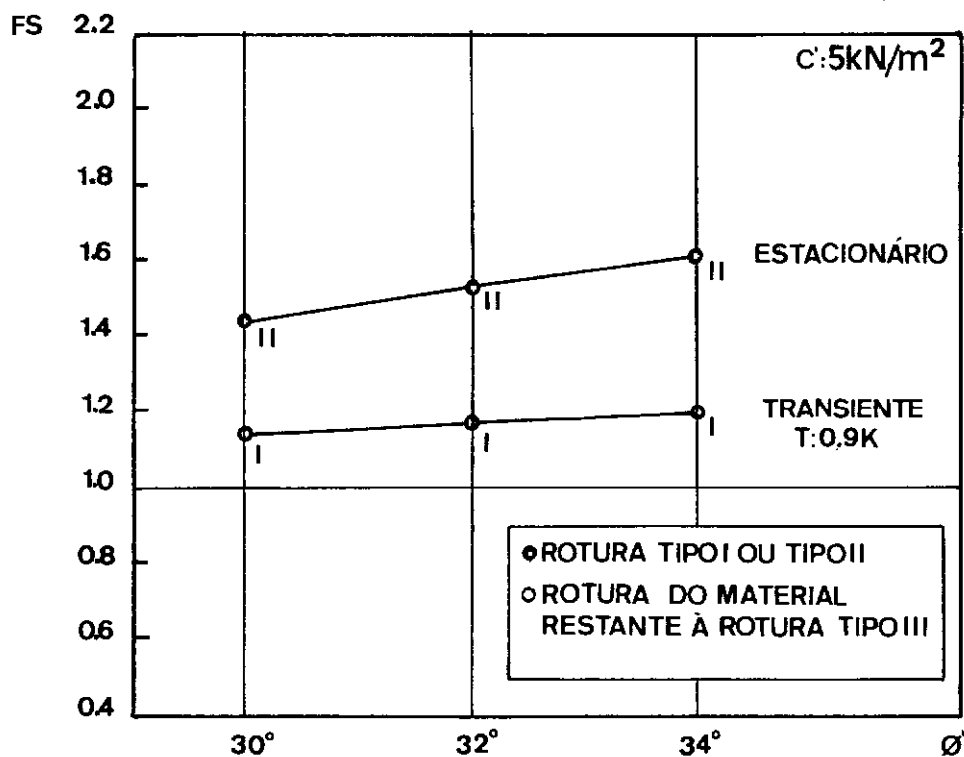


Fig: V.15 Variação de FS com o Ângulo de Atrito do Solo Residual, Coesão: 5 kN/m^2 .

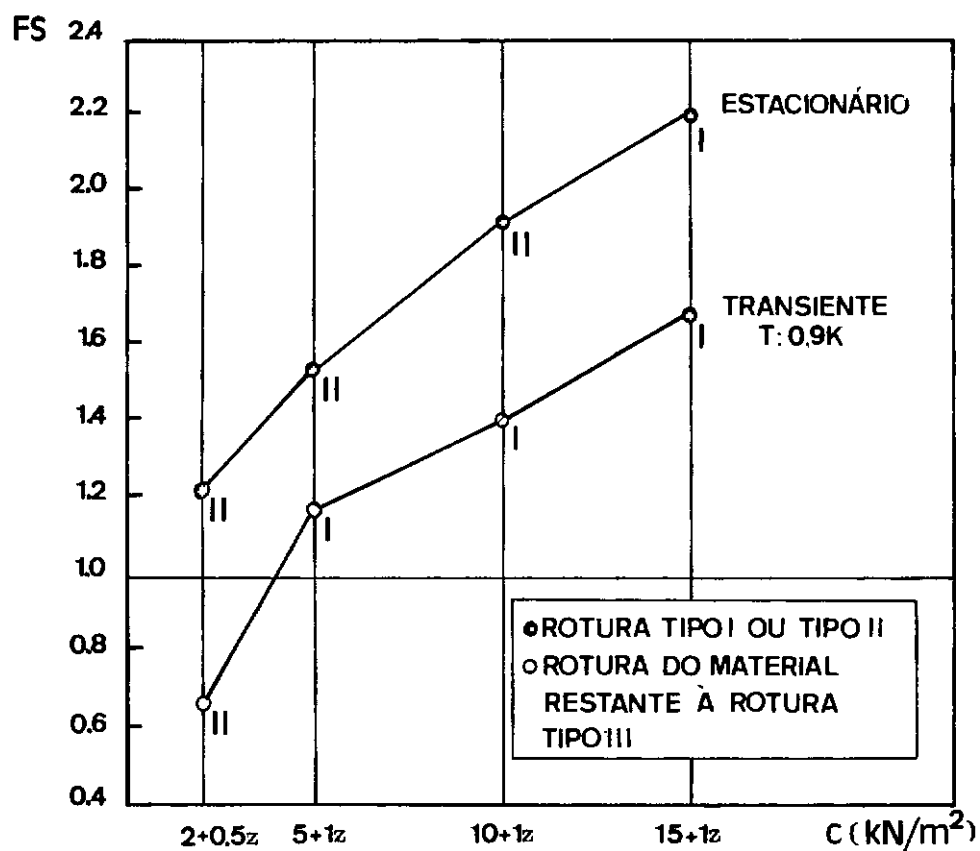


Fig: V.16 Variação de FS com a Coesão Efetiva do Solo Residual.

V.6 - Discussão dos resultados

V.6.1 - Fatores condicionantes na instabilização da escavação estudada

As análises realizadas possibilitaram identificar o fluxo d'água e a coesão do solo residual como fatores de decisiva importância para a estabilidade à rotura de fundo do caso estudado.

A fig. V.17 apresenta a variação do fator de segurança para diversas condições de fluxo e para diferentes valores de coesão do solo residual, sendo os demais parâmetros mantidos na condição básica.

As análises mostraram um aumento do FS com o tempo, ao contrário do comportamento considerado como típico em escavações. Este resultado é explicado por condições próprias do caso em questão.

A baixa permeabilidade da camada sedimentar argilosa fez com que se estabelecessem condições muito críticas de fluxo durante a escavação entre o terceiro e o quarto nível de estroncamento, quando foi alcançado o solo residual. As análises realizadas sob condições transientes de fluxo mostraram que a rotura pode ser explicada por valores razoáveis de coesão do solo residual e de velocidade de escavação. Na fig. V.17 verifica-se que para

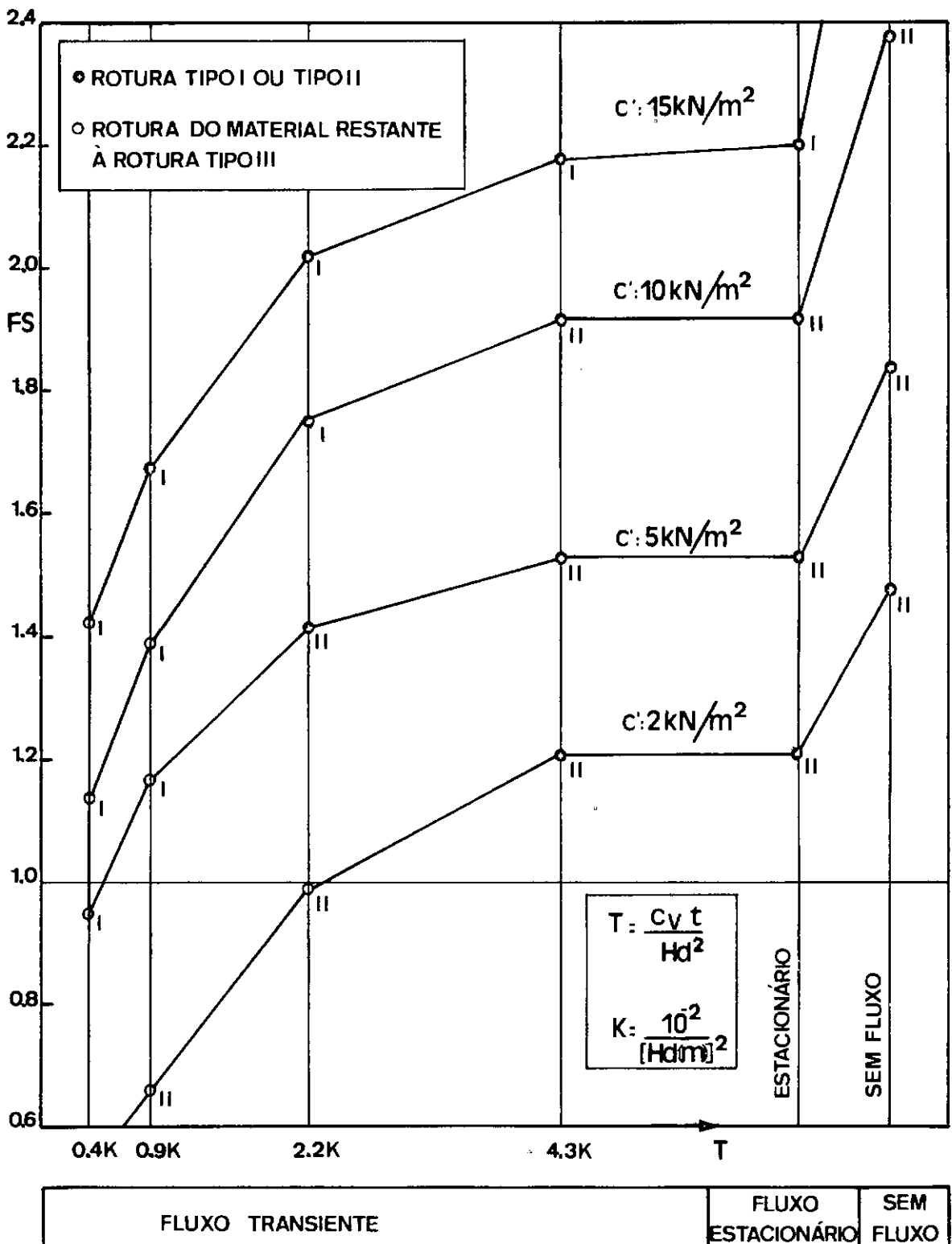


Fig: V.17 Variação de FS para Diversas Condições de Fluxo e para Diferentes Valores de Coesão do Solo Residual.

baixos valores de coesão efetiva do solo residual o FS chega a ser menor que 1,0 para a condição de fluxo transiente $T = 2,2 K$, a qual corresponde a uma condição de fluxo pouco crítica dentre as estudadas.

Para a escavação em questão um solo com coesão nula levaria a instabilização independentemente das condições de fluxo, pois escavações sem ficha em solos sem coesão são necessariamente instáveis (EHRlich, 1987). Para valores de coesão efetiva no topo da camada maiores que 15 kN/m^2 as análises do caso em estudo indicam que a escavação apresentar-se-ia estável mesmo para condições mais críticas de fluxo.

V.6.2 - Considerações a respeito do tipo de rotura

Analisando a fig. V.17 pode-se observar que para valores maiores de coesão do solo residual a rotura tipo I mostrou-se mais crítica, porém, a medida que se admite valores mais baixos de coesão a rotura tipo II passa a condicionar a estabilidade de fundo da escavação.

Este comportamento reflete o fato da rotura tipo I (rotura atingindo a superfície externa à escavação) ser menos influenciada pela variação da coesão do solo residual do que a rotura tipo II (rotura interna), embora tenha sido este parâmetro o que mais influenciou ambos os tipos de rotura. Nem mesmo a variação do parâmetro S_u da camada de argila sedimentar foi capaz de alterar de forma mais

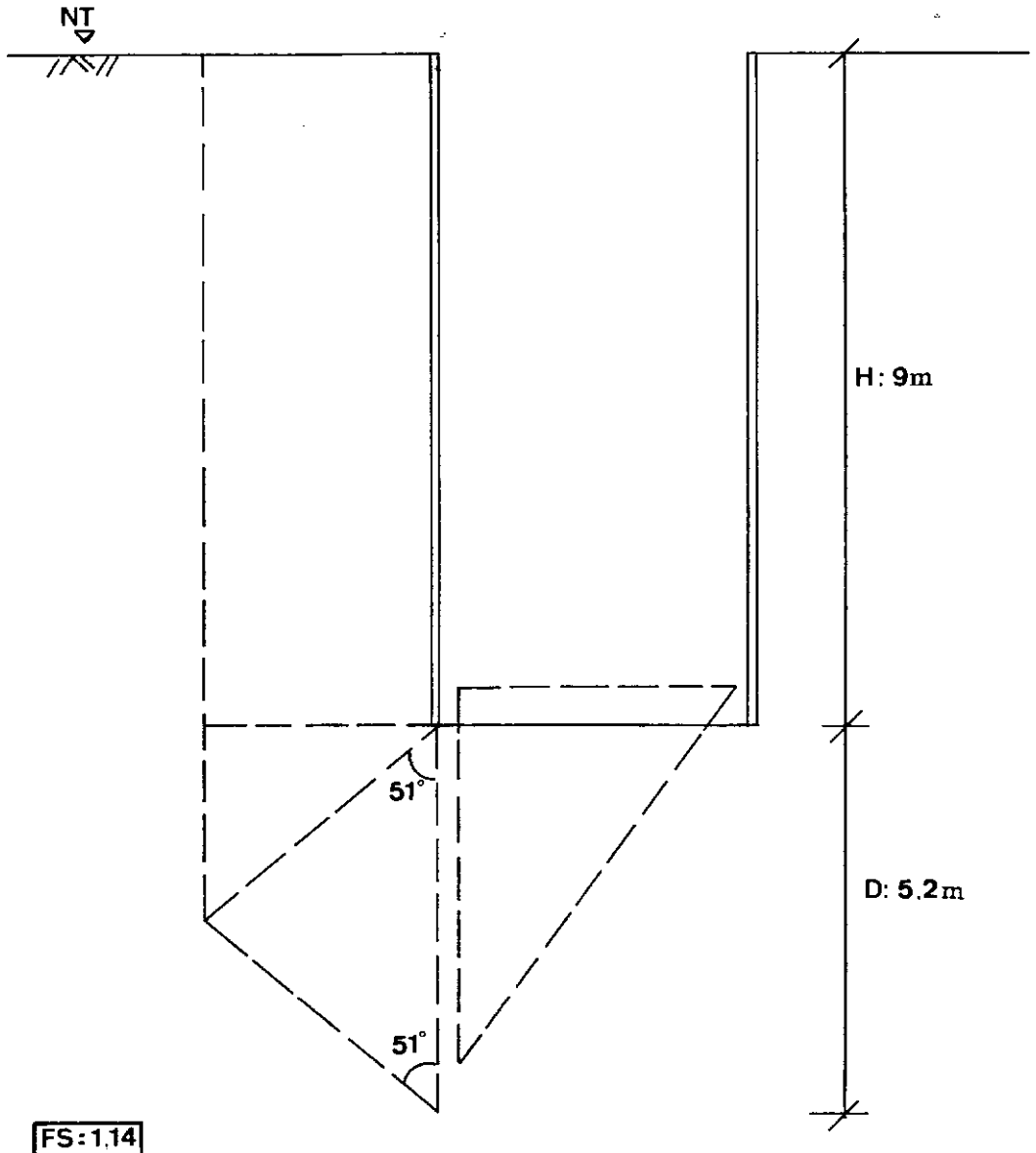
efetiva a rotura tipo I, conforme mostra a comparação das fig.s V.13 e V.16.

Observa-se na fig. V.17 que a rotura tipo III, instabilização do fundo devida exclusivamente à ação do fluxo d'água, passa a ocorrer para condições menos críticas de fluxo a medida que se diminui o valor da coesão do solo residual. Este tipo de rotura é representado na figura por pontos vazios.

As mudanças nas condições de fluxo ao longo do tempo influenciaram todos os tipos de rotura; entretanto, apenas para menores valores de coesão do solo residual as condições críticas de fluxo chegaram a condicionar a rotura de fundo da escavação em questão.

As figuras V.18 a V.21 apresentam as geometrias das cunhas de rotura correspondentes às análises de estabilidade apresentadas na fig. V.17 relativas a $c' = 10 \text{ kN/m}^2$. As figs. V.18, V.19 e V.20 se referem respectivamente às condições transientes $T=0,4K$, $T=0,9K$ e $T=2,2K$ e a fig. V.21 se refere à condição estacionária de fluxo.

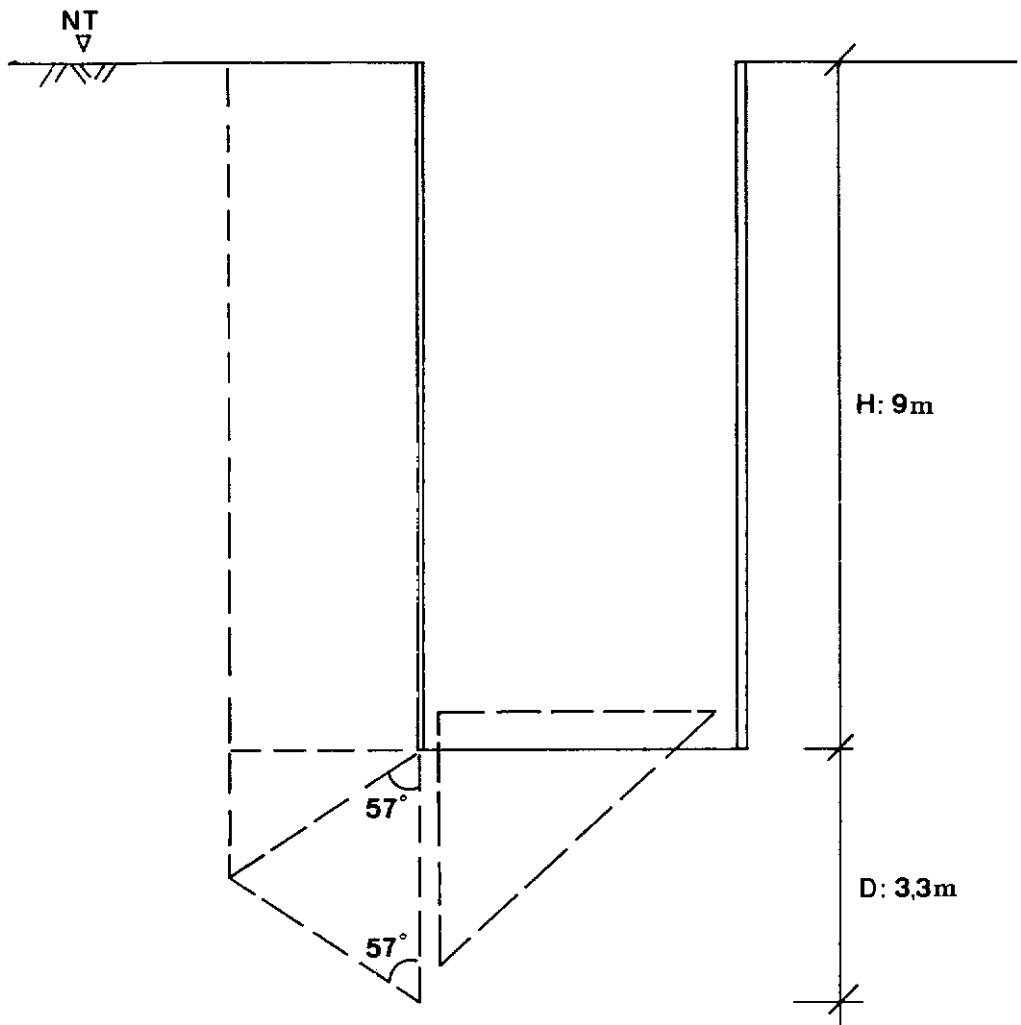
As figuras V.22 a V.24 apresentam as geometrias correspondentes às análises de estabilidade apresentadas na fig. V.17 relativas a $c' = 2 \text{ kN/m}^2$. As figs. V.22 e V.23 se referem respectivamente às condições transientes $T=0,9K$ e $T=2,2K$ e a fig. V.24 se refere à condição estacionária.



FS:1.14

FATOR DE SEGURANÇA À ROTURA TIPO I
DO MATERIAL RESTANTE DE UMA
ROTURA TIPO III

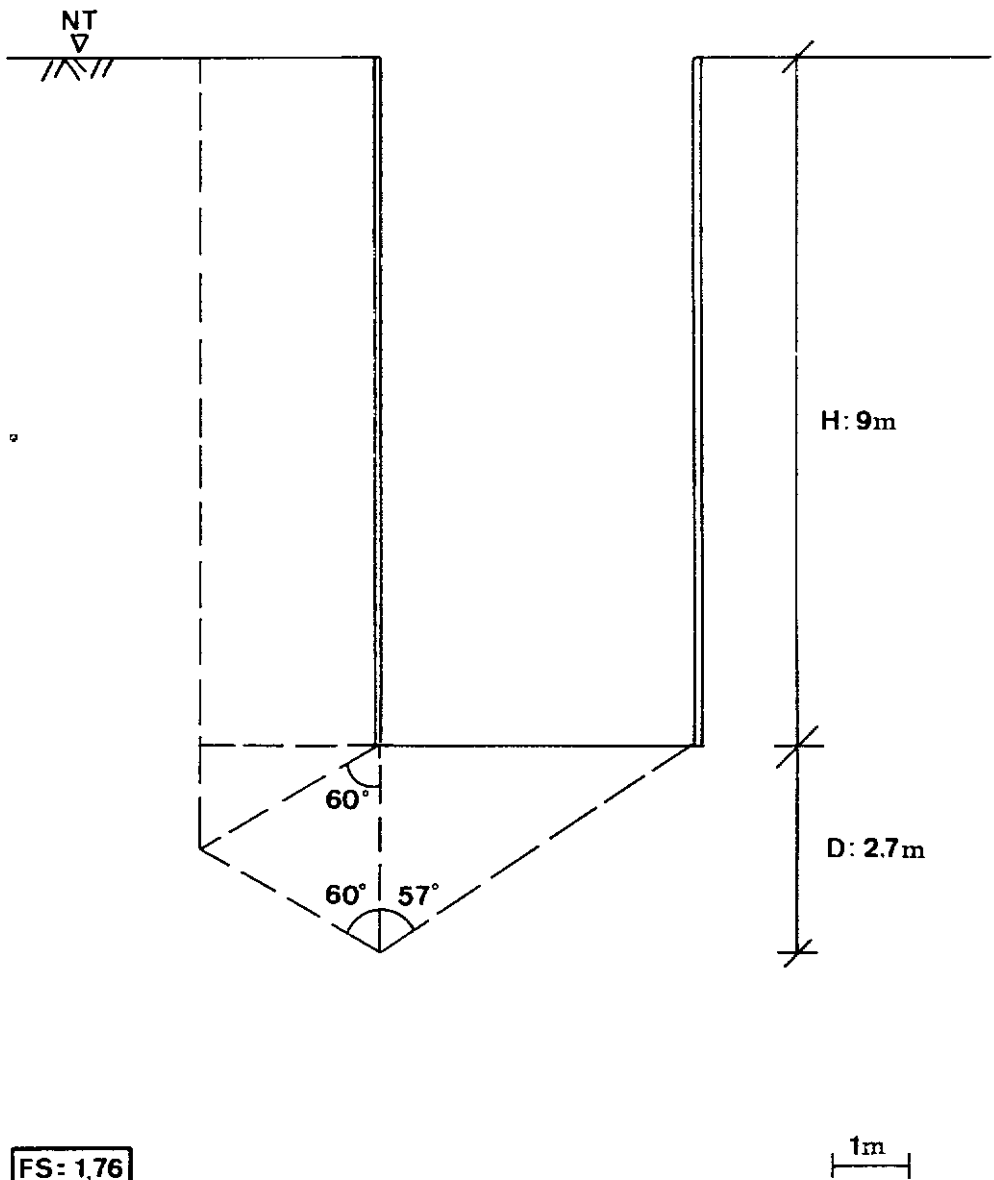
Fig: V.18 Geometria Potencial de Rotura,
c':10kN/m², Condição Transiente T: 0,4K.



FS: 1,39

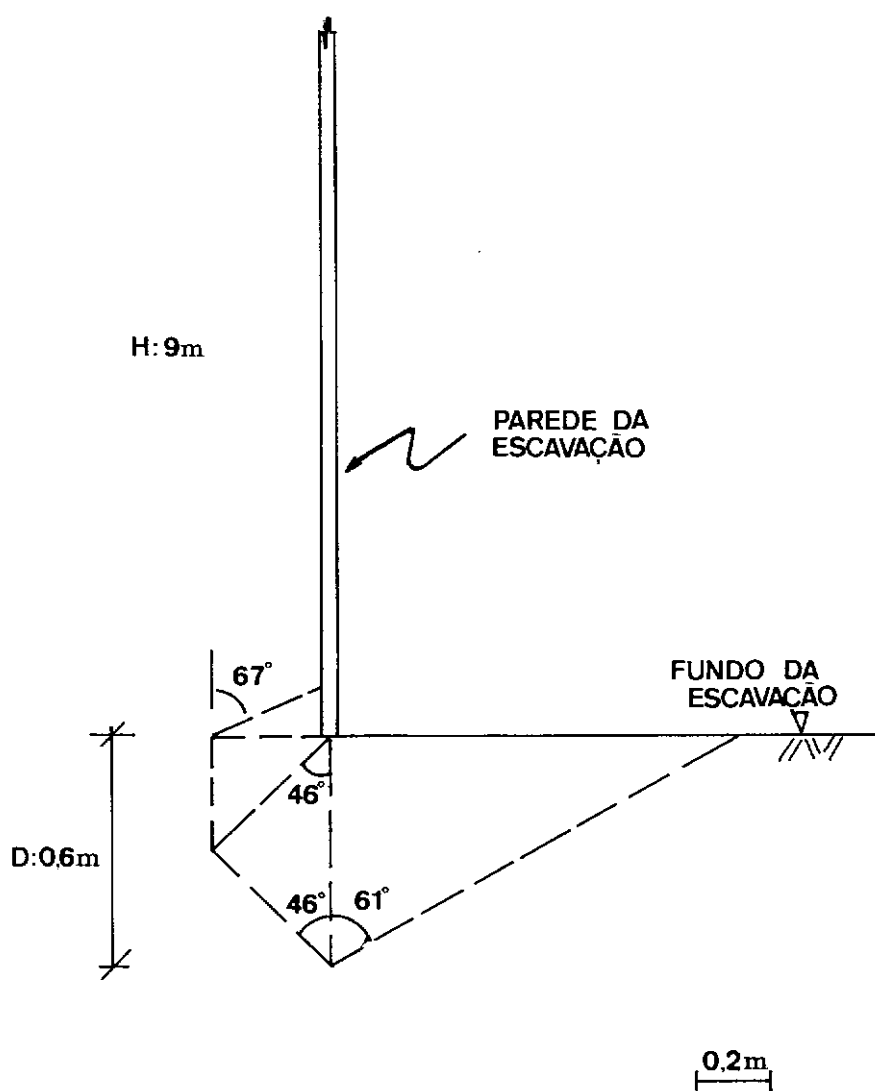
FATOR DE SEGURANÇA À ROTURA TIPO I
DO MATERIAL RESTANTE DE UMA
ROTURA TIPO III

Fig: V.19 Geometria Potencial de Rotura,
c: 10 kN/m², Condição Transiente T: 0,9K.



FATOR DE SEGURANÇA
À ROTURA TIPO I

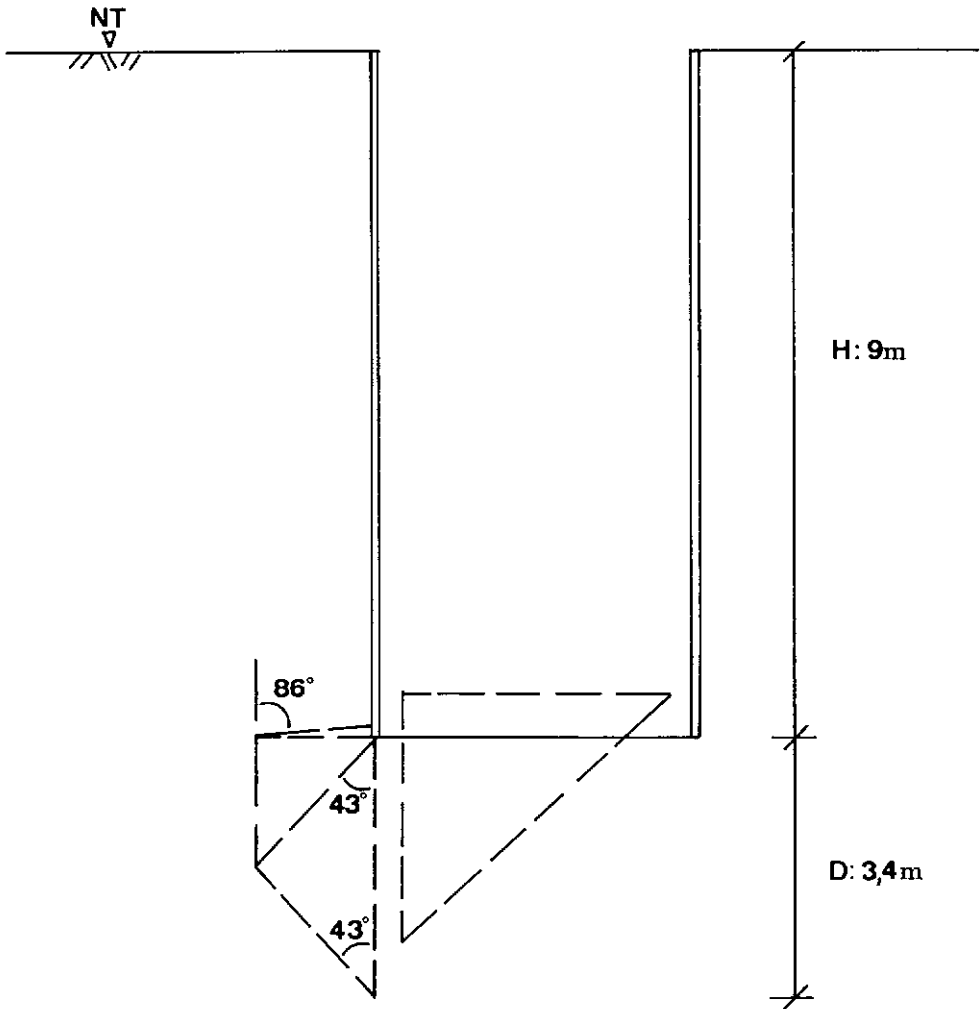
Fig: V.20 Geometria Potencial de Rotura,
c': 10 kN/m², Condição Transiente T: 2,2K.



FS = 1.92

FATOR DE SEGURANÇA
À ROTURA TIPO II

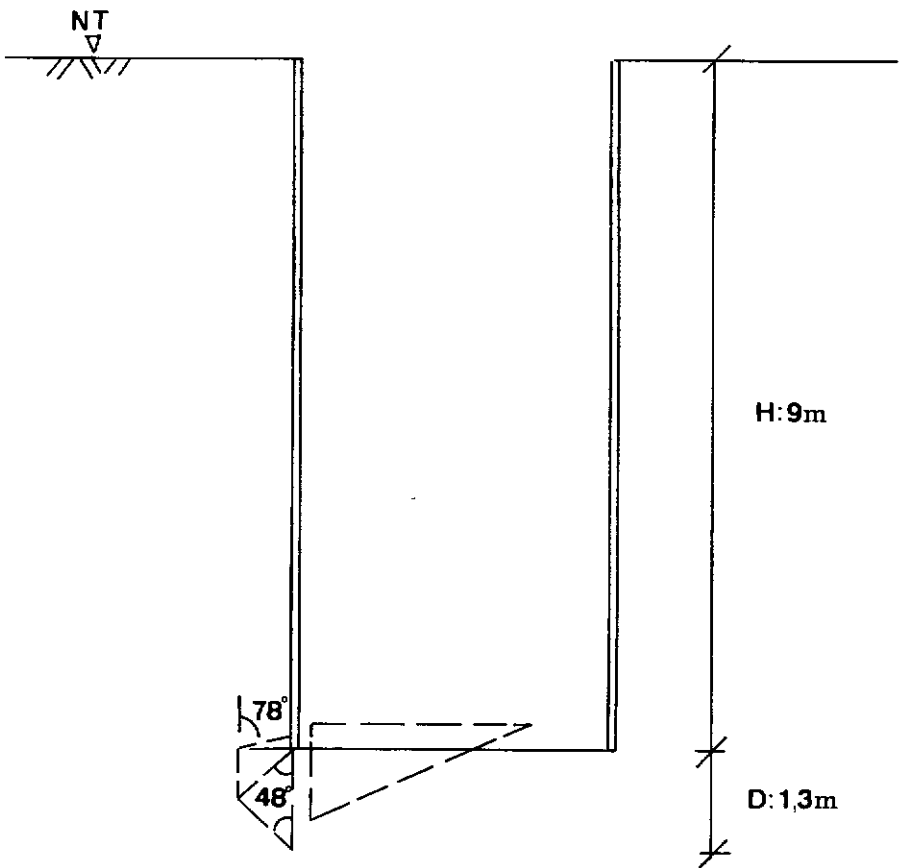
Fig: V.21 Geometria Potencial de Rotura,
 $c': 10\text{kN/m}^2$, Condição Estacionária.



FS = 0,66

FATOR DE SEGURANÇA À
 ROTURA TIPO II DO MATERIAL
 RESTANTE DE UMA ROTURA TIPO III

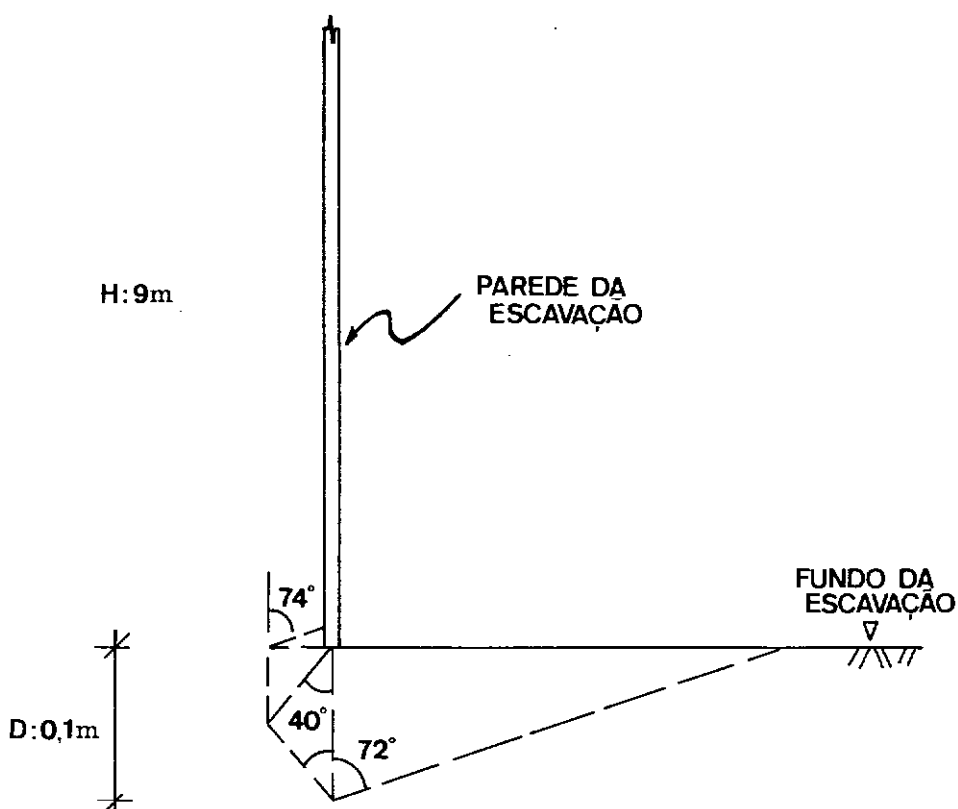
Fig: V.22 Geometria Potencial de Rotura,
 $c: 2 \text{ kN/m}^2$, Condição Transiente T: 0,9 K.



FS: 0,99

FATOR DE SEGURANÇA À
ROTURA TIPO II DO MATERIAL
REMANESCENTE DE UMA ROTURA TIPO III

Fig: V.23 Geometria Potencial de Rotura,
c: 2 kN/m, Condição Transiente T: 2,2 K.



FS: 1,21

FATOR DE SEGURANÇA
À ROTURA TIPO II

Fig: V.24 Geometria Potencial de Rotura,
 $c: 2\text{ kN/m}^2$, Condição Estacionária.

A comparação das geometrias nos permite observar que condições de fluxo intenso tornam crítica a estabilidade de grandes massas de solo, enquanto que sob fluxo de menor intensidade o equilíbrio de pequenas massas de solo próximas ao canto da escavação mostra-se mais crítico.

Verifica-se que sob determinadas situações o fator de segurança apresenta-se decrescente com o tamanho da massa de solo envolvida na rotura, isto é, com a redução da profundidade D . Nas análises foram consideradas válidas roturas correspondentes a valores de D superiores a 10 cm. Fatores de segurança correspondentes a D inferiores a 10 cm não foram considerados representativos devido a imprecisões de modelagem que surgem nesta escala.

CAPÍTULO VI

CONCLUSÕES

CAPÍTULO VI : CONCLUSÕES

A rotura de fundo da escavação em questão pôde ser prevista pela metodologia empregada no estudo. As análises mostraram que dentro de uma faixa razoável de parâmetros de solos e condição de fluxo d'água é possível explicar-se a instabilização do fundo.

A condição de fluxo sob regime transiente (curto prazo) é bastante mais crítica para a estabilidade do que a condição de fluxo estacionário (longo prazo). Este resultado chama a atenção para a importância da consideração de uma condição realista na análise de fluxo d'água.

O estudo do caso em questão mostrou que condições particulares de uma escavação real podem induzir comportamentos diversos do considerado como típico em escavações . Normalmente em escavações são esperadas condições críticas de estabilidade a longo prazo, entretanto, a análise deste caso indicou condições críticas a curto prazo.

Uma cuidadosa avaliação geotécnica local aliada a uma metodologia que considere características e particularidades do caso estudado são condições importantes para análises de fluxo e de estabilidade confiáveis. No caso em questão, o perfil do subsolo local induziu, na

condição de fluxo a curto prazo, ao confinamento do fluxo d'água. Este confinamento aumentou os gradientes do fluxo d'água vertical abaixo do fundo da escavação, favorecendo a instabilização.

Alterações no domínio de fluxo utilizado na análise pelo Método dos Elementos Finitos levaram a alterações pouco significativas nas condições de estabilidade do fundo da escavação em questão. Admite-se portanto uma certa margem de erro na avaliação do domínio utilizado na análise de fluxo sem que se comprometa a validade do estudo.

Dentre os parâmetros adotados para os solos envolvidos no caso em questão a coesão efetiva do solo residual apresentou destacada importância para a estabilidade do fundo da escavação. A coesão dos solos abaixo do fundo da escavação tem importância decisiva na estabilidade de escavações escoradas sem ficha.

O estudo de outras escavações poderá revelar novos elementos para o entendimento do processo de rotura de fundo. Sugere-se também o desenvolvimento de programa que permita o estudo de fluxo d'água sob condições transientes com ajuste automático da linha freática.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- EHRLICH, M., 1987 - Um Método de Análise de Escavações Escoradas Sujeitas a Movimentação de Fundo. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- CIRIGLIANO, F.J.C., 1980 - Execução do pré-anel do T-03-01/BH com emprego de escavação em vala estroncada. RFFSA (não publicado).
- LIMA, M.J.C.P.A., 1979 - Prospecção Geotécnica do Subsolo. LTC, Rio de Janeiro.
- KAISER, P.K. & HEWITT, K.J., 1980 - Influence of Seepage on the Design of Deep Excavations. 33rd Canadian Geotechnical Conference, Calgary, 10.2.1-10.2.14.
- LOPES, F.R. & VERTAMATTI, E., 1984, Estudos por Elementos Finitos do Rebaixamento do Lençol D'água e seus Efeitos em Escavações. Solos e Rochas, vol.7, Rio de Janeiro, 51-70.

LOPES, F.R., 1974 - Análise do Controle da Água em Escavações pelo Método dos Elementos Finitos.
Tese de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

ZIENKIEWICZ, O.C. & PAREKH, C.J. , 1970 - Transient field problems: two dimensional and three dimensional analysis by isoparametric finite elements. International Journal for Numerical Methods in Engineering, vol.2, n°1, pp 61-71.

LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V., 1968 - Soil Mechanics.
John Wiley & Sons, N.Y.

APÉNDICE A

APÊNDICE A

DEDUÇÃO DA EQUAÇÃO DE FLUXO USADA NO PROGRAMA SEEPAGE

Observando o elemento de solo apresentado na figura A.1 podemos formular:

vazão que entra no elemento:

$$Q_{entra} = v_x(dydz) + v_y(dx dz) + v_z(dx dy) \quad (1)$$

vazão que sai do elemento:

$$Q_{sai} = (v_x + \frac{\delta v_x}{\delta x} dx) (dydz) + (v_y + \frac{\delta v_y}{\delta y} dy) (dx dz) + (v_z + \frac{\delta v_z}{\delta z} dz) (dx dy) \quad (2)$$

volume de água contido no elemento:

$$V_a = V_v S = \frac{e}{1+e} V S = \frac{e}{1+e} (1+e) V_g S$$

$$V_a = e V_g S \quad (3)$$

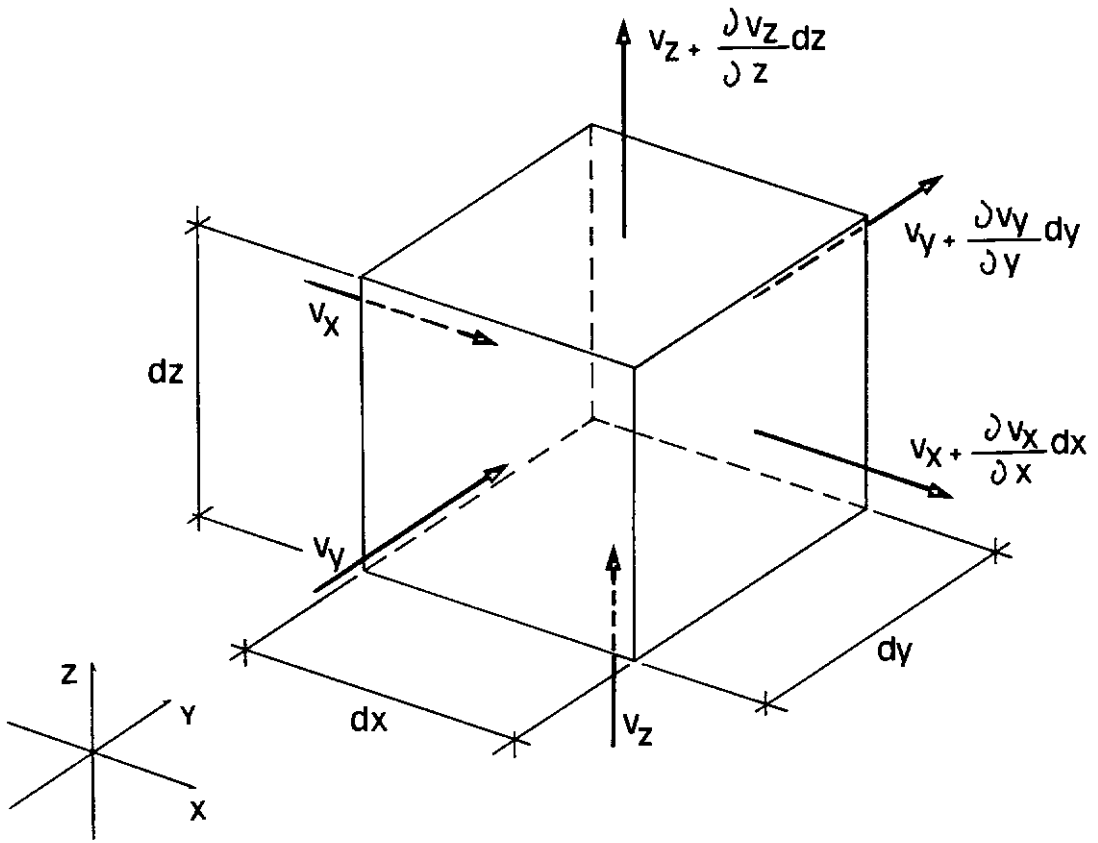


Fig: A.1 Elemento de Solo.

a correspondente variação do volume no tempo :

$$\Delta V_a = \frac{\delta (e V_g S)}{\delta t} \quad (4)$$

Supondo grãos do solo incompressíveis, ou seja:

$\frac{\delta V_g}{\delta t} = 0$, a eq.(4) pode ser expressa como:

$$\Delta V_a = V_g \left(e \frac{\delta S}{\delta t} + s \frac{\delta e}{\delta t} \right) \quad (5)$$

fazendo $V_g = \frac{V}{(1+e)}$ e substituindo em (5) resulta:

$$\Delta V_a = \frac{V}{(1+e)} \left(e \frac{\delta S}{\delta t} + s \frac{\delta e}{\delta t} \right) \quad (6)$$

Considerando $Q_{sa1} - Q_{entra} = \Delta V_a$, ou seja:
eq.(2) - eq.(1) = eq.(6) , tem-se:

$$\begin{aligned} \frac{\delta v_x}{\delta x} dx dy dz + \frac{\delta v_y}{\delta y} dx dy dz + \frac{\delta v_z}{\delta z} dx dy dz &= \\ &= \frac{V}{1+e} \left(e \frac{\delta S}{\delta t} + s \frac{\delta e}{\delta t} \right) \end{aligned} \quad (7)$$

como $V = dx dy dz$ tem-se:

$$\frac{\delta v_x}{\delta x} + \frac{\delta v_y}{\delta y} + \frac{\delta v_z}{\delta z} = \frac{1}{1+e} \left(e \frac{\delta S}{\delta t} + s \frac{\delta e}{\delta t} \right) \quad (8)$$

Segundo a lei de Darcy pode-se expressar as velocidades como:

$$v_x = k_x i_x = k_x \frac{\delta H}{\delta x} \quad (9a)$$

$$v_y = k_y i_y = k_y \frac{\delta H}{\delta y} \quad (9b)$$

$$v_z = k_z i_z = k_z \frac{\delta H}{\delta z} \quad (9c)$$

Substituindo as eqs.(9) na eq.(8) e trabalhando a duas dimensões (eixos x e y) tem-se:

$$\frac{\delta \left(k_x \frac{\delta H}{\delta x} \right)}{\delta x} + \frac{\delta \left(k_y \frac{\delta H}{\delta y} \right)}{\delta y} = \frac{1}{1+e} \left(e \frac{\delta S}{\delta t} + s \frac{\delta e}{\delta t} \right) \quad (10)$$

Considerando elemento de solo homogêneo:

$$k_x = \text{cte}$$

$$k_y = \text{cte}$$

$$k_x \frac{\delta H^2}{\delta x^2} + k_y \frac{\delta H^2}{\delta y^2} = \frac{1}{1+e} \left(e \frac{\delta S}{\delta t} + s \frac{\delta e}{\delta t} \right) \quad (11)$$

Supondo o grau de saturação constante e igual a 1
(OBS*) tem-se:

$$k_x \frac{\delta H^2}{\delta x^2} + k_y \frac{\delta H^2}{\delta y^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\delta e}{\delta t} \quad (12)$$

supondo $\frac{\delta e}{\delta \sigma'} = -a_v$ constante no elemento de solo tem-se:

$$\frac{\delta e}{\delta t} = \frac{\delta e}{\delta \sigma'} \frac{\delta \sigma'}{\delta t} = -a_v \frac{\delta \sigma'}{\delta t} \quad (13)$$

considerando $\sigma' = \sigma - u$ (14)

e σ constante no tempo em (13) tem-se:

$$\frac{\delta e}{\delta t} = - a_v \frac{\delta \sigma'}{\delta t} = - a_v \left(\frac{\delta \sigma}{\delta t} - \frac{\delta u}{\delta t} \right) = a_v \frac{\delta u}{\delta t} \quad (15)$$

considerando $a_v = (1+e) m_v$ e substituindo (15) em (12):

$$k_x \frac{\delta^2 H}{\delta x^2} + k_y \frac{\delta^2 H}{\delta y^2} = \frac{1}{1+e} (1+e) m_v \frac{\delta u}{\delta t}$$

$$k_x \frac{\delta^2 H}{\delta x^2} + k_y \frac{\delta^2 H}{\delta y^2} = m_v \frac{\delta u}{\delta t} \quad (16)$$

considerando $H = H_{elev} + H_{pres}$ e H_{elev} constante tem-se:

$$\frac{\delta^2 H}{\delta x^2} = \frac{\delta^2 H_{elev}}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 H_{pres}}{\delta x^2} = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\delta^2 u}{\delta x^2} \quad (17a)$$

$$\frac{\delta H^2}{\delta y^2} = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\delta u^2}{\delta y^2} \quad (17b)$$

que substituídas em (16) resultam na fórmula modulada pelo programa:

$$k_x \frac{\delta^2 u}{\delta x^2} + k_y \frac{\delta^2 u}{\delta y^2} = m_v \gamma_w \frac{\delta u}{\delta t} \quad (18)$$

OBS^{*}: Em estudos de problemas de fluxo não confinado, em que são previstas alterações do nível freático a consideração de $S = \text{cte} = 1$ não corresponde a realidade do fenômeno. Uma forma de contornar esta limitação é executar o programa partindo da linha freática inicial, representada pela fronteira superior da malha de elementos finitos, para então ajustá-la em função da observação dos resultados obtidos nesta primeira execução. Voltando a executar o programa partindo da nova linha freática obtemos resultados mais precisos, quanto mais ajustes forem realizados maior a precisão dos resultados. Como o programa SEEPAGE não faz o ajuste de forma automática este deve ser feito manualmente.